



Aalborg Universitet

AALBORG UNIVERSITY
DENMARK

Kompendium i Fundering

Kapitel 3 - Laboratorieundersøgelser

Jacobsen, Moust

Publication date:
1986

Document Version
Også kaldet Forlagets PDF

[Link to publication from Aalborg University](#)

Citation for published version (APA):

Jacobsen, M. (1986). *Kompendium i Fundering: Kapitel 3 - Laboratorieundersøgelser*. Aalborg Universitetscenter, Inst. for Vand, Jord og Miljøteknik, Laboratoriet for Fundering.

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

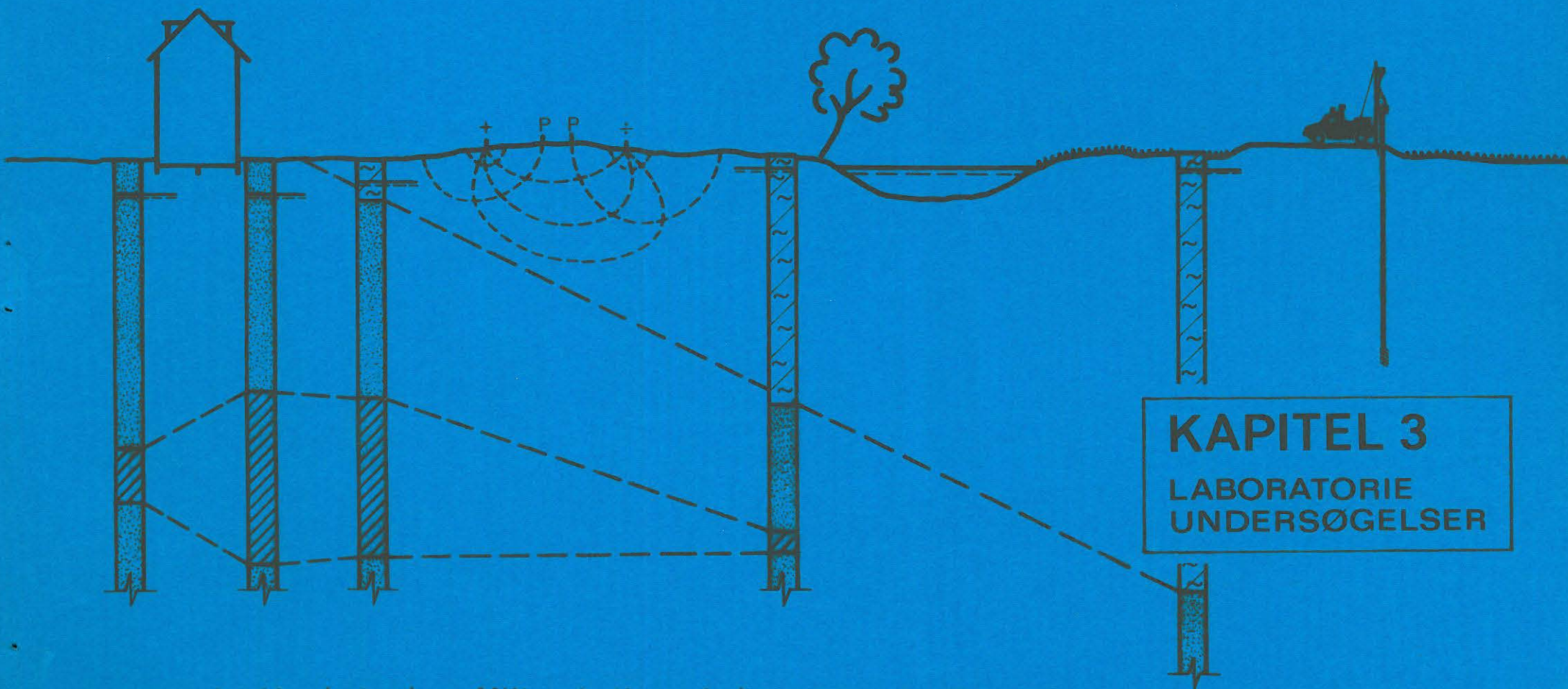
- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal -

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at vbn@aub.aau.dk providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

FUNDERING

MOUST JACOBSEN



INDHOLDSFORTEGNELSE

3.	LABORATORIEUNDERSØGELSER		
3.0	Indledning	side	3.1
3.1	Klassifikationsforsøg		3.3
	Jordens sammensætning		3.5
3.2	Forsøg med sandfyld		3.7
3.3	Hydrologiske forsøg		3.9
3.4	Jords styrkeegenskaber		3.11
	Effektive styrkeparametre		3.13
	1. Anisotropi		3.14
	2. Spændingsforløb		3.14
	3. Spændingsniveau		3.15
	4. Rumlig spændingstilstand		3.15
	Udrænedede styrkeparametre		3.17
	1. Prøvens tilstand		3.17
	2. Forsøgshastighed		3.18
	3. Anisotropi		3.19
	4. Rumlig spændingstilstand		3.21
3.5	Specielle styrkeproblemer		3.23
	Adhæsion		3.23
	Ikke vandmættet jord		3.23
3.6	Jords sætningsegenskaber		3.25
	Arbejdskurven		3.25
	Beregning af spændinger		3.26
	Konsolideringsforsøg		3.27
	Krybning		3.29
3.7	Specielle sætningsegenskaber		3.32

3. LABORATORIEUNDERSØGELSER

3.0 INDLEDNING

De fleste byggematerialer er udvalgte eller fremstillede med henblik på at have sådanne veldefinerede egenskaber, at de bliver velegnede til konstruktive formål. Ofte kan ingeniøren vælge mellem en række forskellige materialegenskaber hos et bestemt materiale (f.ex. ståls styrke) eller han kan måske vælge mellem forskellige materialer. Laboratorieundersøgelser kan i sådanne tilfælde helt undværes eller kan tjene til kontrol af de lovede egenskaber.

Anderledes stiller det sig med de naturlige aflejringer af blandt andet sand og ler, som danner grundlaget for de omtalte konstruktioner. Bortset fra meget specielle tilfælde er man henvist til at benytte den jord, der forefindes på den givne lokalitet. Foruden et kendskab til de aktuelle jordlag, må man finde frem til de tekniske egenskaber ved jorden, som har betydning for det aktuelle bygværk. Disse egenskaber kan variere inden for vide grænser for den samme jordart, og det er derfor næsten altid nødvendigt at udføre laboratorieundersøgelser, der altså udgør et integreret led i den geotekniske og funderingsmæssige fremgangsmåde ved næsten alt byggeri.

I visse tilfælde kan man vælge at udskifte øvre, lidet bæredygtige jordlag med fyld, (f.ex. i vejbygning) eller opfylde lavvandede områder (f.ex. i forbindelse med havnebygning). Laboratorieforsøgene vil i sådanne tilfælde blandt andet tjene til at klarlægge fyldens komprimeringsegenskaber.

Laboratorieundersøgelseernes omfang må naturligvis stå i rimeligt forhold til byggeriets størrelse. For mindre byggerier vil man være nødt til at klare sig med simple og billige forsøgstyper, fordi bygherren normalt ikke vil acceptere ekstraomkostninger af denne art. Ved større byggeri vil man derimod med fordel kunne anvende også de komplicerede forsøgstyper. Det kan ikke generelt siges, om laboratorieundersøgelser di-

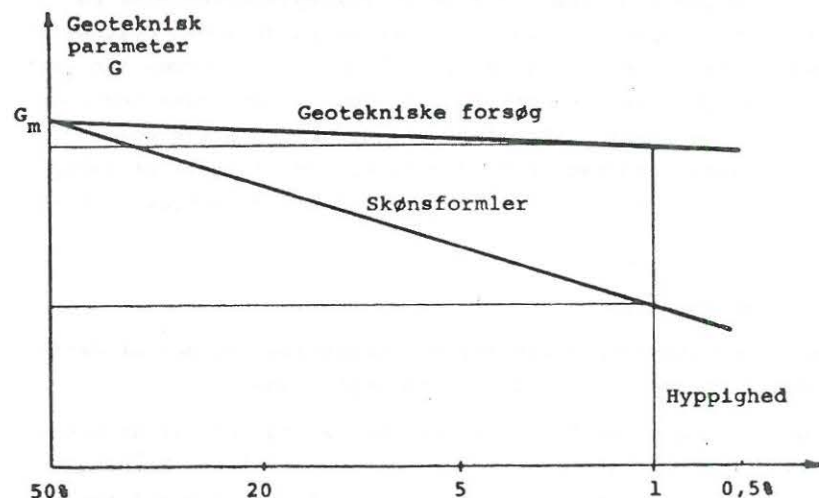
rette kan betale sig ved besparelse på funderingsomkostningerne. Derimod vil risikoen for uønskede virkninger fra jorden være næsten elimineret.

Laboratorieforsøgene kan groft inddeles i to typer, nemlig klassifikationsforsøg og geotekniske forsøg. De enkelte forsøgstyper fremgår af figur 3.2.

Klassifikationsforsøgene har til hensigt at fremskaffe talstørrelser, der ikke direkte fortæller noget om jordens geotekniske egenskaber, men kun udfra et erfaringsgrundlag kan give et skøn over de vanskeligheder ingeniøren kan møde i den aktuelle sag, eller størrelsesordenen af de geotekniske parametre. Som eksempler på sådanne forsøg, der beskrives nøjere side 3.3 - 3.6, kan nævnes vandindholdsbestemmelser og plasticitetsindex. Klassifikationsforsøgene kan ofte udføres på omrørte prøver.

I de geotekniske forsøg prøver man på bedst mulig måde at efterligne de forhold, der er i naturen før byggeriet placeres, samt følgerne af de tekniske indgreb i forbindelse med byggeriet. Eventuelt forsøger man endda at efterligne de spændingsvariationer, som den betragtede jordmasse har haft gennem den geologiske historie i håb om at undgå virkningen af prøveforstyrrelser. Forsøgene udføres nemlig altid på så intakte prøver som muligt, optaget med specielt udviklede prøveoptagere i forbindelse med lagfølgeboringer (se side 2.20). Prøverne er altid cirkulære, men kan have forskellige diametre og længder. Prøvernes form og størrelse sætter en begrænsning for hvor godt man kan efterligne naturen.

Som resultat af de geotekniske forsøg fås netop de parametre, der skal anvendes i det aktuelle tilfælde. De målte parametre kan sammen med klassifikationsmålene danne grundlaget for skøn af parametre i fremtiden.



Klassifikationsforsøgene er billige at udføre og kan lede til et første skøn over de geotekniske parametre. Da skønnet er behæftet med stor usikkerhed, må man af sikkerhedsmæssige grunde skønne meget konservative værdier og får derfor relativt store omkostninger i forbindelse med byggeriet. I mange tilfælde er skønnet dog tilstrækkeligt, enten fordi de absolutte omkostninger er ringe, eller fordi man ikke kan udnytte jordens geotekniske kvalitet. F.ex. skal et fundament mindst have en bestemt, i bygningsreglementet fastsat bredde. I andre tilfælde vil det kunne betale sig at udføre gentagne geotekniske forsøg, således at man med fuld sikkerhedsmæssig dækning kan angive geotekniske parametre, der giver væsentlig mindre funderingskonstruktioner. Med fuld sikkerhedsmæssig dækning menes, at man kun i f.ex. 1% af tilfældene benytter noget af den sikkerhed, der er indbygget i partialkoefficientsystemet.

Klassifikationsforsøg

Bestemmelse af	Prøve-tilstand	Forsøgstype	Omtales
w, γ, e, S_w	intakt	Vejninger, rumfangsbestem.	
Lers konsistens (I_p)	omrørt	Udrulnings- og slagforsøg	
Sands lejringsforhold (I_D)	omrørt	Max. og min. lejringsstæthed	
Kornfordeling	omrørt	Sigtning og slemning	
Sammensætning	omrørt	Kalk- og humusindhold Glødetab	
Kapillaritet	omrørt	Beskows forsøg	
Kornvægtfylde	omrørt	Pyknometerforsøg	
Fylds egnethed	omrørt	Sandækvivalens	
Komprimeringskontrol	omrørt	Proktorforsøg, CBR-forsøg	

Geotekniske forsøg

Kapillaritet	intakt	Mod. Beskows forsøg	
Permeabilitet, ler	intakt	Gennemstrømningsforsøg, konsolideringsforsøg	
Permeabilitet, sand		Gennemstrømningsforsøg	
Sætningsegenskaber, ler	intakt	Konsolideringsforsøg, triaxialforsøg	
Sætningsegenskaber, sand		Specielle modelforsøg	
Styrkeegenskaber	intakt	Triaxialforsøg, Terningeforsøg, Skærboxforsøg m.m.	

3.1 KLASSIFIKATIONSFORSØG

Vandindhold.

En jordprøves vandindhold er defineret som vægten af porevand i procent af tørstofvægten. Vandvægten og tørstofvægten bestemmes ved vejning før og efter en ovntørring ved 105° i 24 timer. Fastsættelsen af en bestemt temperatur i et bestemt tidsrum er nødvendig for at opnå entydige målinger, fordi vandmolekylerne, der er mere eller mindre fast bundet til lerminerallerne, frigives med forskellig hastighed ved forskellige temperaturer.

Da målingen alene består i to vejninger er den næsten fejlfri.

Kohæsionsjordarter er normalt vandmættede i naturlig tilstand, fordi kapillariteten er stor. På baggrund af erfaringer kan en vandindholdsbestemmelse for en bestemt kohæsionsjordart danne udgangspunkt for et første skøn over jordartens egenskaber.

En sandprøves vandindhold fortæller derimod ikke noget om sandets egenskaber, fordi sandprøven på grund af den ringe kapillaritet ikke er vandmættet.

Vandindhold kan variere fra ca. 12% for en hård moræneler til flere hundrede procent for en kohæsionsjord med stort organisk indhold.

Rumvægt.

Jordens rumvægt benyttes til at bestemme spændingsforholdene i jorden.

Foruden en vejning i tør eller naturfugtig tilstand omfatter målingen en volumenbestemmelse. En fed lers volumen bestemmes let ved at trykke en bestemt længde af en lerprøve ud af prøverøret. Såfremt aflejringen er stenet eller indeholder skaller er der mulighed for, at prøverørets tværsnit ikke er fyldt ud.

Målingen indeholder således mulighed for en ensidig fejl, der medfører, at rumvægten måles for lille.

Såfremt der lægges afgørende vægt på en rumvægtsbestemmelse på grundlag af en jordprøve, hvis form ikke er fuldstændig cylindrisk, må volumenet bestemmes ved vejning, idet man kan bestemme den vægtreduktion, der sker ved nedsænkning af prøven i en væske med velkendt rumvægt. Da væsken ikke må forene sig med prøvens porevand og skal have mindre rumvægt end prøven, er man nødt til at vælge tricloretylen, der er så giftig, at målingen må foretages i stinkskab.

Poretal og mætningsgrad.

En jordarts lejringsstæthed angives ved poretallet e , der er defineret som porevolumen i forhold til tørstofvolumen.

For at kunne udregne tørstofvolumenet, er det nødvendigt at kende kornvægtfylden, der bestemmes ved en pyknometermåling. Kornvægtfylden er 2,65 for kvarts og er lidt større for lerminerallerne (- 2,80). Organisk materiale har langt mindre kornvægtfylde.

Kendes porevolumenet kan mætningsgraden findes. Den defineres som den procentdel af porevolumenet, der er fyldt med vand.

Pyknometermåling.

Et pyknometer er en beholder, hvis volumen og vægt kendes med stor præcision.

Ovntørret materiale knuses og fyldes i pyknometret, der herved får vægten V_1 . Der tilsættes destilleret vand til pyknometret, der placeres i vacuum indtil al luft er drevet ud af prøven. Derefter fyldes pyknometret med destilleret vand og anbringes ca. 1 time i vandbad, hvis nøjagtige temperatur kendes. Pyknometret tørres af og vejes (V_2). Vægten af prøvematerialet kan findes af V_1 og rumfanget beregnes af V_1 og V_2 , hvorefter kornvægtfylden bestemmes.

Der udføres normalt 3 forsøg med materiale fra den aktuelle prøve og middelværdien findes.

Konsistensgrænser.

For en kohæsionsjordart kan de såkaldte konsistensgrænser benyttes til en empirisk beskrivelse af jordens egenskaber. Målemetoderne kan virke forældede, men da det erfaringsgrundlag, der knytter sig hertil er meget stort, kan målingerne næppe ændres.

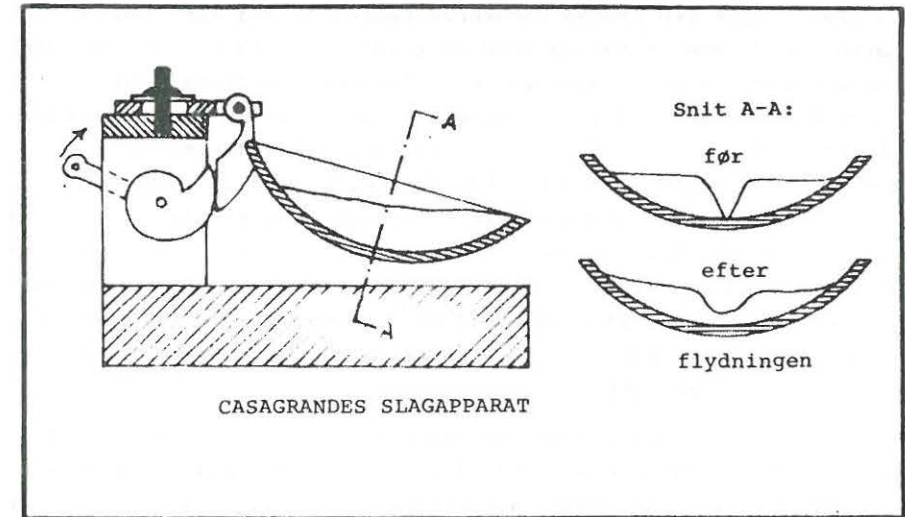
Flydegrænsen w_L angiver jordartens vandindhold ved overgangen fra flydende til plastisk konsistens, målt på internationalt standardiseret måde.

En omrørt jordprøve placeres i en skål i Casagrandes slagapparat, idet det smøres ud i et jævnt lag. En standardiseret skraber udskærer en grøft i laget. Herefter gennemføres en række standardiserede rystelser af skålen og der optælles det antal slag, der får grøften til at flyde sammen. Såfremt der netop medgår 25 slag for at opnå, at grøften flyder sammen over en strækning på ca. 1 cm er prøvens flydegrænse nået. Ellers gentages forsøget en eller flere gange med tilsætning af vand og fornyet omrøring af prøven, indtil slagantallet kommer under 25, hvorefter det er muligt at interpolere sig frem til flydegrænsen.

Plasticitetsgrænsen w_p angiver jordartens vandindhold ved overgangen fra plastisk til halvfast konsistens. Grænsen defineres som det vandindhold, hvorved leret lige netop kan rulles i 3 mm tykke pølser uden at knække.

De fleste kohæsionsjordarters naturlige vandindhold ligger i intervallet mellem de to grænser. Kun visse marine, normalkonsoliderede lerarter har vandindhold der ligger i nærheden af flydegrænsen og visse meget forbelastede lerarter har vandindhold i nærheden af plasticitetsgrænsen.

Forskellen mellem w_L og w_p benævnes plasticitetsindex I_p . (Der henvises iøvrigt til side 1.27 og 3.19).



Sands lejringstæthed.

For sand har en bestemmelse af konsistensgrænser normalt ingen mening. (se dog sandækvivalens side 3.8). Da poretalet har meget stor betydning for sands egenskaber er det af interesse at måle det interval, hvori poretalet kan ligge ($e_{\min} < e < e_{\max}$). En tørret prøve udlejres på to forskellige, standardiserede måder, der giver henholdsvis en meget fast lejring med et poretal, der defineres som e_{\min} og en meget løs lejring, hvis poretal defineres som e_{\max} . Da der findes flere forskellige metoder, der giver indbyrdes svagt varierende resultater, beskrives ingen af metoderne her.

JORDENS SAMMENSÆTNING

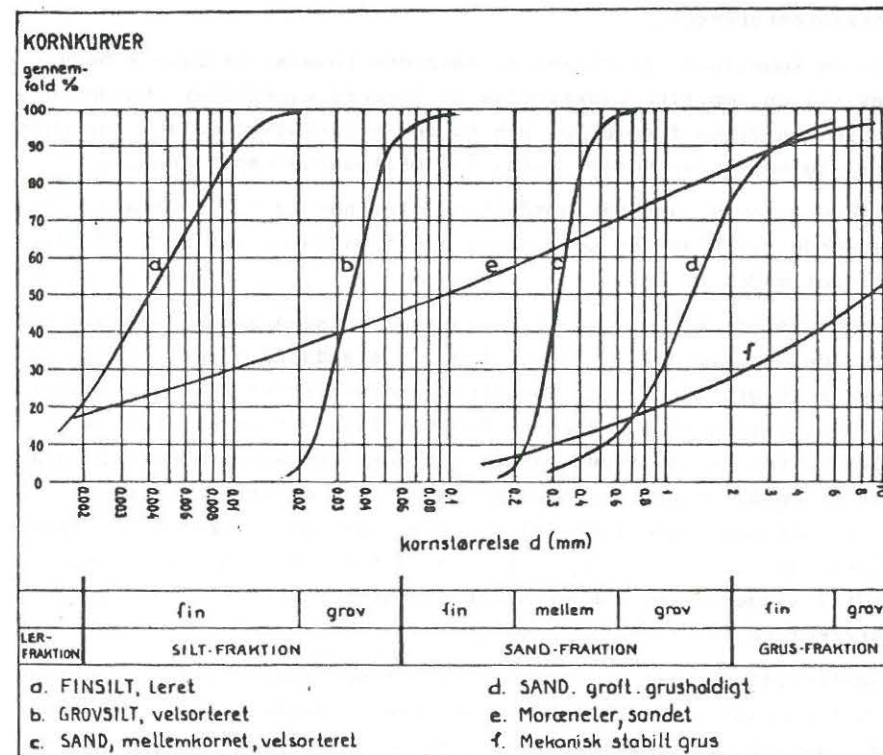
En sand- eller grusprøves kornkurve bestemmes ved sigtning. En tørret jordprøve sigtes igennem en kolonne af sigter. Den øverste sigte har den største maskevidde og for hver ny sigte i kolonnen formindskes maskevidden. Den nederste sigte kan have en hulbredde på helt ned til 0,06 mm. Efter sigtningen vejes det materiale, der er tilbageholdt på hver enkelt sigte, og det beregnes, hvor stor en vægtprocent af materialet, der kan passere igennem den enkelte sigte med hulbredden d . Kornkurven optegnes som gennemfaldsprocenten ved de forskellige sigtediametre. Som et mål for korndiametren anvendes altså bredden af den kvadratiske åbning i sigten og der tages ikke hensyn til, at kornformen har betydning for, om kornet kan passere åbningen.

Såfremt noget af materialet kan passere den fineste sigte, eller bringes til at passere den ved vådsigtning, må korndiametren bestemmes ved slemning. Materialet røres op i vand tilsat en såkaldt peptisator, der forhindrer dannelsen af små flokke af korn, der kan søge sammen på grund af forskellige elektriske ladninger. Ved slemningens begyndelse findes alle korndiametre jævnt fordelt i vædsken, men får vædsken lov at stå i ro, vil de største korn falde med størst hastighed mod bunden, og når alle korn er faldet til ro, vil der hovedsagelig være store korn i det nederste lag, og de fineste korn vil ligge øverst.

Under faldet gennem vædsken vil det enkelte korns faldhastighed hurtigt blive konstant, fordi den opadrette strømningsmodstand bliver lige så stor som kornets vægt. Betragtes kornet som en kugle med diameteren d og massefylde G , der falder med hastigheden v i en væske med viskositeten n (for vand ved 20°C er $n = 0,0102$ dynsec/cm²) giver Stokes lov

$$3\pi ndv = \frac{1}{6}\pi d^3 (G - G_1) g$$

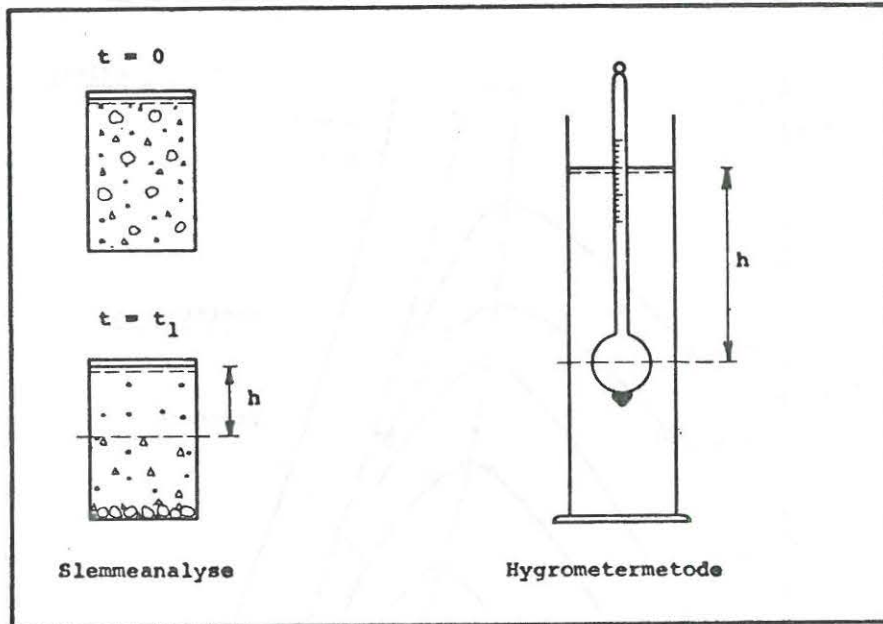
Idet G_1 er vandets massefylde.



Heraf findes, at $d = \text{konst} \cdot \sqrt{v}$, hvor $\text{konst} = \sqrt{\frac{18n}{(G - G_1)g}}$.

Dette udtryk benyttes til at definere kornets diameter ud fra en målt middelhastighed. Også i dette tilfælde er diameteren en regnestørrelse, der ikke tager hensyn til kornformen.

En bekvem måde at udnytte Stokes formel på er den såkaldte hydrometern metode. Forholdet mellem vandmængde og tørstof i opslemning ved forsøgets start er kendt. Der sænkes nu ned i opslemningen et hydrometer, der måler væskens massefylde og dermed koncentrationen i en bestemt dybde h , således som det fremgår af figuren. Målingen foretages med stadig øgende tidsintervaller.



Til tiden t kan beregnes den middelhastighed $v = \frac{h}{t}$, hvormed et korn med diameteren d er sunket fra vandoverfladen og ned til netop det niveau, hvori flyderen er anbragt, eller sagt på en anden måde, flyderen måler netop koncentration og dermed vægtmængden af den del af materialet, hvis diameter er mindre end d , og derfor endnu er opslemmet. Metoden er naturligvis ikke præcis, fordi kornenes diameter ikke ændres i store spring, men med samme præcision som andre slømemetoder får man dog et billede af kornkurven for selv meget små diameter.

Vesentlige fejlkilder er temperaturændringer, der kan give konvektionsstrømninger og ændringer i vandets viskositet, samt for store eller for små begyndelseskonzentrationer. Begyndelseskonzentrationen bør være mellem 10 og 100 gr tørstof pr. liter vand.

Bestemmelse af humusindhold, glødetab, kalkindhold og saltindhold.

En jordarts egenskaber er afhængig af dens kemiske sammensætning. Traditionelt begrænser man sig ofte til de ovennævnte undersøgelser.

Et skøn over humusindholdet i en jordprøve kan opnås ved tilsætning af en 3% opløsning af NaOH til en del af prøvematerialet. En mørkfarvning af opløsningen efter 1 døgn angiver et vist humusindhold i prøvematerialet. Kun organisk materiale, der er meget omdannet (humus), giver reaktion med NaOH.

Kendskab til indholdet af organisk materiale er væsentlig for en vurdering af jordens egenskaber. Det bestemmes som det vægttab (glødetab), der fås ved udglødning ved 900° af den ovntørrede prøve. I glødetabet måles også fordampning af lermineralernes bundne vand samt en omdannelse af eventuelle kalkforekomster og resultatet må derfor korrigeres herfor.

En prøves kalkindhold kan bestemmes på flere måder. En af de enkleste er at tilføre saltsyre til prøven, der befinder sig i et lukket system, hvor man kan måle volumen af den udviklede kuldioxid ved et bestemt tryk.

Saltindholdet angives i promille af porevandet. Vandindholdet bestemmes først. Herefter opslemmes en kendt vægtmængde af leret i en kendt mængde destilleret vand, og saltmængden findes ved titrering med sølvnitrat. Saltindholdet har en vis betydning for jordens geotekniske egenskaber og ændrer på afgørende måde jordens specifikke ledningsevne (se side 2.9). Har desuden betydning for vandets anvendelighed samt for dets aggressivitet over for konstruktionselementer.

3.2 FORSØG MED SANDFYLD

Proctorforsøg.

Proctorforsøg benyttes til at måle en jordarts komprimeringsegenskaber. En jordarts komprimeringstilstand angives ved dens tørrumvægt γ_d . Den afhænger af jordens vandindhold og af den energi, der er anvendt ved komprimeringen. På figuren ses en række kurver for samme jordart svarende til forskellige komprimeringsniveauer E . Endvidere er indlagt kurver for luftindholdet $a = 0$ og $0,05$, defineret som luftvolumen i forhold til totalvolumen. γ_s er antaget at være $2,65 \text{ t/m}^3$.

E kan beregnes af $E = \frac{\Sigma W \cdot h}{V}$

hvor W er vægten af faldhammeren, der har en fri faldhøjde på h . V er prøvens volumen. Energien beregnes altså ved at opsummere energien fra de enkelte slag og sætte den i relation til den endelige jordprøves volumen.

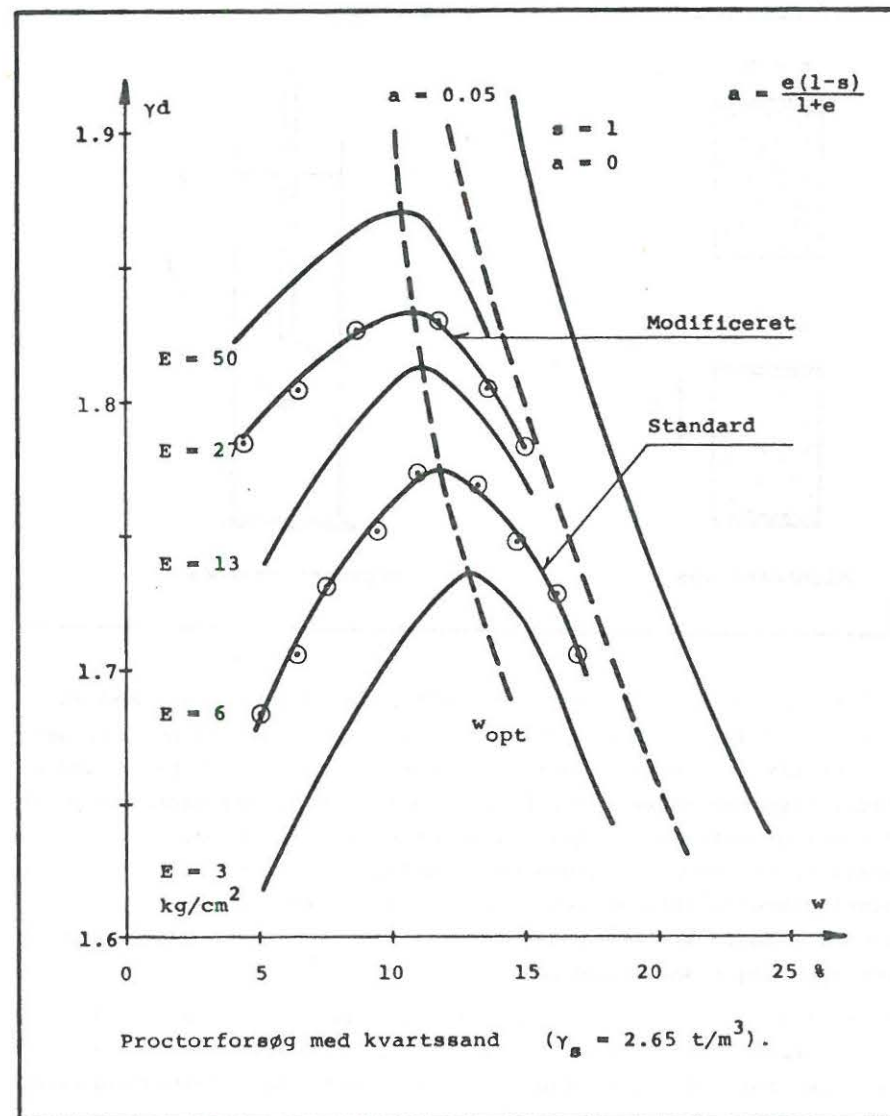
Ved forsøget anvendes den del af materialet, der har en korndiameter mindre end 16 mm . Jorden komprimeres i en stålcylander med en diameter på ca. 10 cm og et volumen på knap 1000 cm^3 .

I det oprindelige proctorforsøg (standard proctor) udlejres jorden i tre nogenlunde ens lag, der hver udsættes for 25 slag af en $2,5 \text{ kg}$ tung hammer, der falder 30 cm . Hammerens diameter er 5 cm . Her ved påføres prøven $E = 6 \text{ kgcm/cm}^3$.

I det modificerede proctorforsøg udlejres materialet i 5 lag, der hver udsættes for 25 slag med en vægt på $4,5 \text{ kg}$ og en faldhøjde på 45 cm . I dette tilfælde er $E = 27 \text{ kgcm/cm}^3$. Det modificerede proctorforsøg svarer bedre til det moderne tunge komprimeringsgrej end standardproctorforsøget gør.

En enkelt komprimeringskurve opnås i et antal forsøg med forskellige vandindhold men samme komprimeringsenergi. Hver kurve udviser en maksimal komprimeringsgrad svarende til et optimalt vandindhold.

Komprimeringskurvens form og beliggenhed afhænger af jordarten. En velsorteret jordart vil i samme forsøgstype opnå lavere tørrumvæg-



te end en velgraderet jordart, hvor de små korn kan lejre sig i hulrummet mellem de store. Da jordens styrke i så høj grad afhænger af poretalet (eller tørrumvægten) er en velgraderet grus således godt egnet til bærelag i veje. Den almindelige betegnelse for et sådant materiale er da også "stabilt grus".

På grundlag af proctorforsøgene kan man altså bedømme, hvor stor muligheden er for at opnå en ønsket komprimeringsgrad når fyldmaterialets naturlige vandindhold kendes. Komprimeringskravet udtrykkes som en bestemt procentdel af den komprimeringsgrad, der kan opnås i et proctorforsøg ved det optimale vandindhold. Det er f.ex. almindeligt at forlange en komprimeringsgrad på 97% standardproctor, hvad der i eksemplet på figuren svarer til $\gamma_d = 1,72 \text{ t/m}^3$. Metoden er besværlig og behæftet med en række svagheder og mangler og burde erstattes af markforsøg med de maskiner, der er til rådighed. Anvendt med forsigtighed har den dog den fordel, at det sikrer veldefinerede betingelser for jordarbejdet og en simpel kontrolmulighed.

CBR-forsøget.

CBR er en forkortelse af "California-Bearing-Ratio", der hentyder til at forsøget er udviklet i Californien, hvorfra det har bredt sig til de amerikanske normer og ud i verden. Ved forsøget bestemmes en CBR-værdi, der angives i procent.

På en plan sandoverflade, placeres en ringskive med kendt diameter og vægt. Gennem et hul i midten trykkes et stempel på 5 cm's diameter ned i jorden. Der måles den kraft P (kg), der skal til for at trykke stemplet 2,5 mm ned.

Ved et norm-forsøg er fastlagt P_{100} værdien svarende til $\text{CBR} = 100\%$, nemlig $P_{100} = 1380 \text{ kg}$. Heraf fås altså simpelt

$$\text{CBR} = 0,0725 P \%$$

Der kan eventuelt angives CBR-værdier svarende til andre nedsynk-

ninger. CBR-værdien giver altså et slags mål for jordens bæreevne, idet målingen dog ikke svarer til brudbæreevnen.

Forsøget kan udføres såvel i marken som i laboratoriet.

Sandækvivalens.

Såfremt grusmaterialer anvendes til bærelag i veje, er det væsentligt at de er så lidt plastiske som muligt. Såfremt grusmaterialet indeholder ler kan det i våd tilstand blive plastisk, idet der ved gentagne dynamiske påvirkninger kan opbygges et poreovertryk, hvorved gruset mister sin bæreevne.

For på hurtig og billig måde at kunne bedømme et grusmateriale's egnethed er der udviklet den såkaldte sandækvivalensmetode, der bestemmer et materiale's SE-værdi. Metoden er indrettet således, at $\text{SE} = 0$ for rent ler og $\text{SE} = 100$ for rent sand.

Der foreskrives normalt en minimumsværdi af SE på 30-35. SE-værdien kan iøvrigt falde noget under udlægning og komprimering, og man bør derfor specificere de omstændigheder SE-værdien refererer til.

SE-værdien fremkommer ved at anvende den del af materialet, hvis korndiameter er mindre end 4,74 mm. Materialet opslemmes på standardiseret måde i en calciumkloridopløsning, hvorved leret expanderer "i forhold til dets skadelighed" (Hvøem 1953). Ved bundfældning bestemmes SE-værdien som den volumenprocent, det rene sand udgør af det samlede materiale, inklusive det expanderede ler.

Frostfarlighed.

For at undgå at bundsikringsmaterialet er frostfarligt kan man forlange at kapillariteten skal være mindre end 50 cm. Der anvendes den del af materialet hvis korndiameter er mindre end 2 mm. Målingen finder sted i Beskows apparat, der ikke nærmere skal omtales her. En bedre type er omtalt side 3.10.

3.3 HYDROLOGISKE FORSØG

I laboratoriet kan udføres forsøg for at klarlægge en jordarts kapillaritet og permeabilitet. Forsøgene udføres dog ikke særlig hyppigt, selv om der ikke er specielle vanskeligheder forbundet med disse målinger.

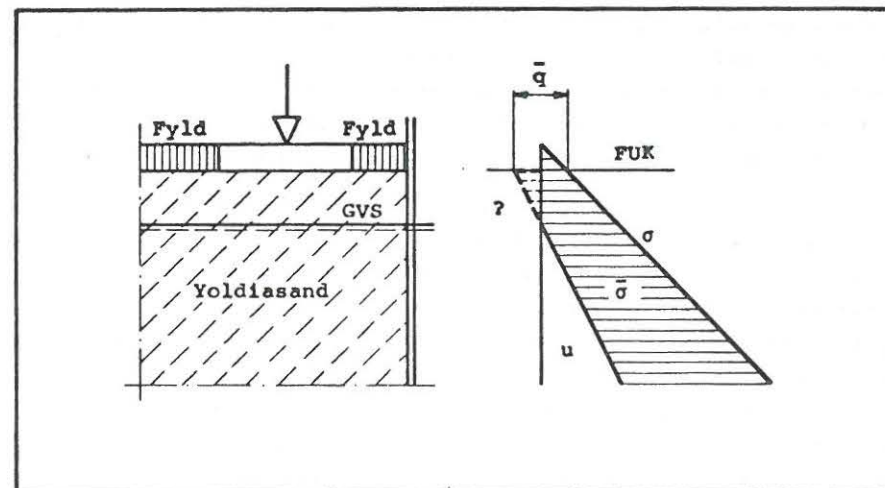
Kapillaritet.

Kapillariteten, der normalt benævnes h_c og måles i m (se f.ex. LG kap. 3) angiver den største forskel, der kan være mellem det kapillære vandspejl og grundvandsspejlet.

Fundamentsniveau er ofte valgt over grundvandsspejlet og det er da af interesse at fastslå de præcise spændingsforhold i jorden. På figuren ses således et eksempel, hvor de effektive spændinger i fundamentsniveau er højere end de totale spændinger. Da de kapillære spændinger beregningsmæssigt virker som en effektiv overfladelast, bliver fundamentets bæreevne større end beregnet, hvis \bar{q} er beregnet som $\Sigma \bar{\gamma} \cdot d$. Det må dog aldrig tages i regning, fordi et regnskyl kan reducere denne tillægsspænding. I stedet indgår den som en ekstra sikkerhed. Fundamentets sætninger afhænger imidlertid stærk af $\bar{\sigma}_0$, og såfremt kapillariteten ikke tages i regning, overvurderes sætninger og fundamentet fordyres eventuelt unødvendigt.

Såfremt der udføres modelforsøg med plader på en jordoverflade uden at der tages hensyn til eventuel kapillaritet, vil jordens styrke blive overvurderet.

I tørkeperioder kan en jordoverflade (leroverflade) blive så udtørret at den slår revner. I overfladen vil undertrykket blive $h_c \cdot \gamma_w$ uanset, hvor grundvandet står. Afhængig af tørkeperiodens længde vil dele af tørskorpen få et forbelastningstryk, der er af denne størrelsesorden. I fedt ler kan h_c være 200-300 m og tørskorpens forbelastning kan altså være af samme størrelsesorden som de tertiære lerarters.



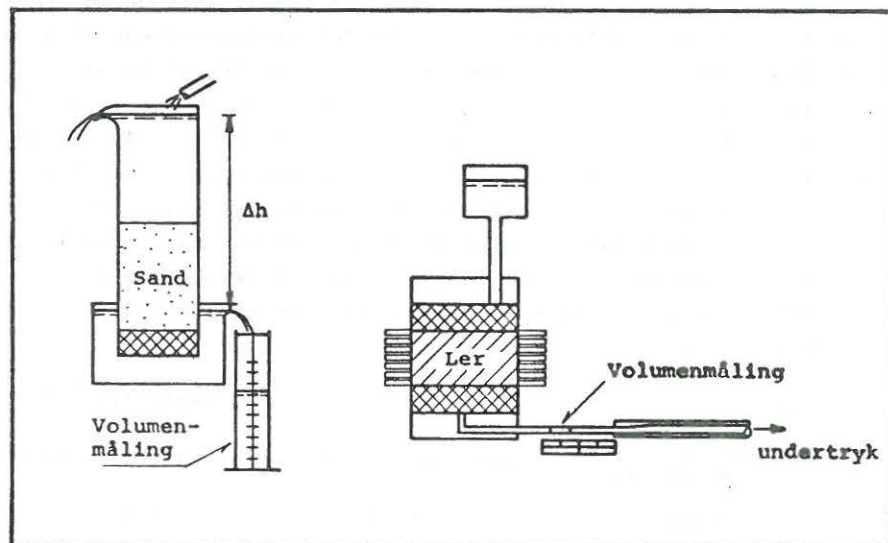
Kapillariteten er først søgt målt af Beskow og hans metode anvendes stadigvæk.

Permeabilitet.

Permeabilitetskoefficienten k defineres af Darcys lov $v = k \cdot i$ og har dimension af hastighed: m/s. (Se f.ex. LG kap. 4).

For sand og silt kan k let bestemmes ved et simpelt gennemstrømningsapparat, således som vist på figuren. Da vandsedimenter er lagdelte er det nødvendigt at optage intakte prøver og endvidere gøre sig klart, om man vil måle den vandrette permeabilitetskoefficient k_H eller den lodrette k_V . Det gælder normalt at $k_H > k_V$. Ofte er prøverne sammenrodede og målingen derfor uanvendelig. I morænesand kan en måling dog have interesse.

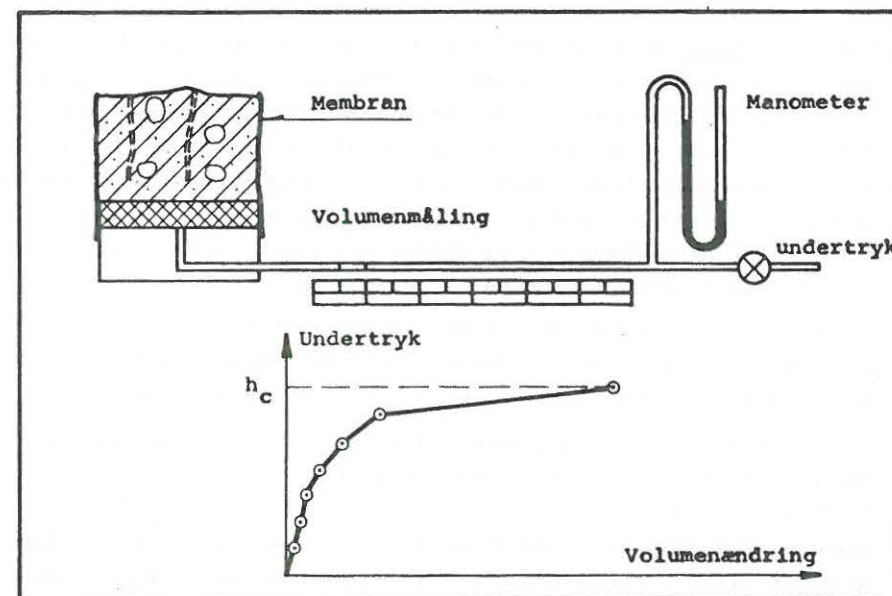
Gennemstrømningsforsøg i ler mislykkes let, fordi det er vanskeligt at måle de ofte meget små vandmængder. Forsøgene kan dog gen-



nemføres f.ex. som vist på figuren. Vandmængden, der strømmer igennem måles på et vandret kapillarrør, hvori er anbragt en luftboble. Kapillarrøret må være kort for ikke at påvirke målingen. Et af de interessanteste resultater viser, at en lerarts permeabilitet afhænger af den gennemstrømmende vandmængde. Der kan åbenbart dannes kanaler i det vand, der er hygroskopisk bundet, ved elektriske påvirkninger fra det strømmende vand.

Lers permeabilitet findes normalt i konsolideringsforsøg (se side 3.30 samt LG kap. 6). Såfremt leraflejringer er lagdelt, vil man vurdere sætningens tidsforløb 10 - 100 gange langsommere end den er i virkeligheden.

Chancen for at bestemme permeabiliteten i laboratoriet er således ringe. I projekter, hvor permeabiliteten spiller en afgørende rolle, bør man derfor udføre markforsøg. Ved dimensionering af grundvandssænkingsanlæg i sand eller silt kan man udføre prøvepumpninger (se dette kompendiums kapitel 7).



Beskows metode.

Beskows oprindelige apparat skal ikke omtales her, da der kun kan anvendes omrørte prøver. Beskows metode er imidlertid også grundlaget for det følgende apparat.

Prøven anbringes på et trykhoved med en filtersten og indsluttes på siderne af en gummimembran. Gennem det vandmættede filtersystem og et vandretliggende glasrør til volumenmåling kan prøven påføres et undertryk. Undertrykket påføres trinvis og for hvert trin måles en tidskurve. Når undertrykket bliver stort nok, suges porevandet gennem prøven og man måler en uendelig stor volumenændring. Et typisk resultat ses på figuren.

Såfremt $h_c > 9$ m må prøve og trykhoved anbringes i en celle med luft under tryk, hvor lufttrykket kan varieres trinvist og målingen iøvrigt foregå på samme måde.

3.4 JORDS STYRKEEGENSKABER

Der er tradition for at betragte jorden som et i styrkemæssig henseende homogent og isotropt materiale, der opfylder Mohr-Coulombs brudbetingelse. At jorden er homogen vil sige, at styrke- og tøjningsegenskaberne er de samme fra punkt til punkt i jordmassen. I et isotropt materiale er egenskaberne endvidere uafhængige af den betragtede retning. Mohr-Coulombs brudbetingelse forudsætter, at den mellemste hovedspænding ikke har indflydelse, samt at jordens kohæsion c og friktionsvinkel ϕ ikke afhænger af overlejringstrykket (spændingsniveauet).

Under disse forudsætninger er kap. 8 i "Lærebog i Geoteknik" skrevet, og i det følgende forudsættes det, at læseren er fortrolig med vandmættet, homogen og isotrop jords styrkeegenskaber.

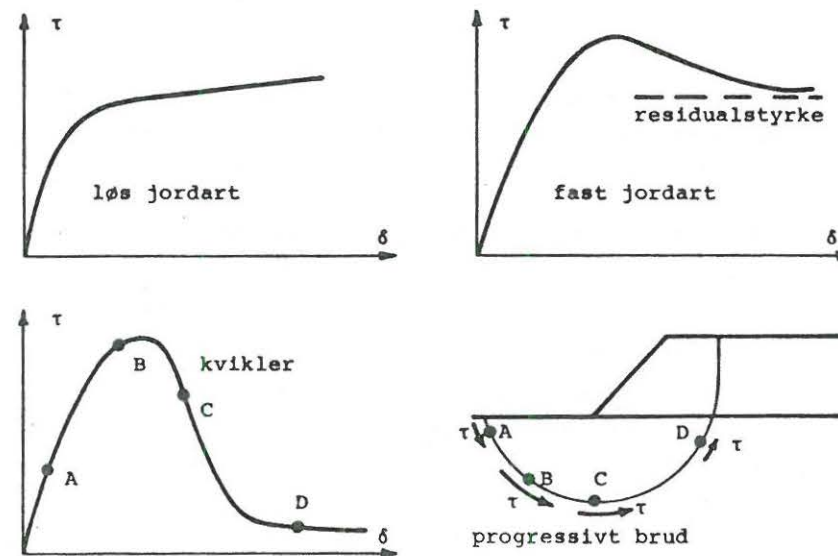
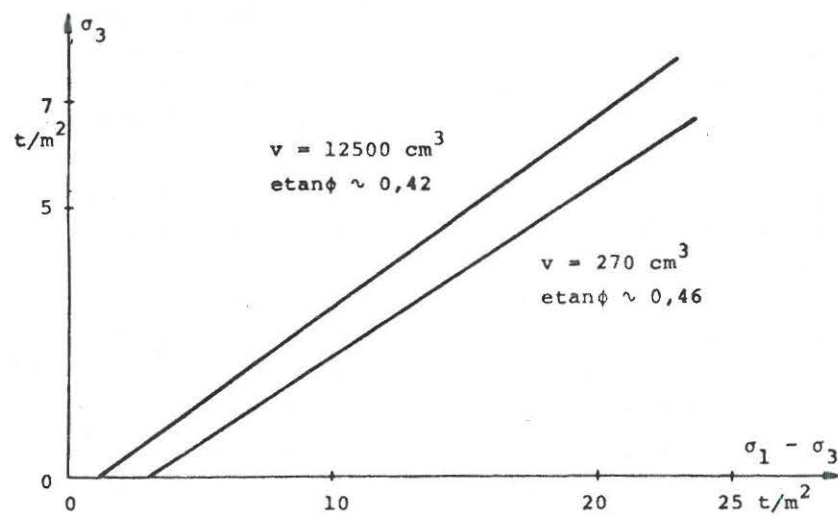
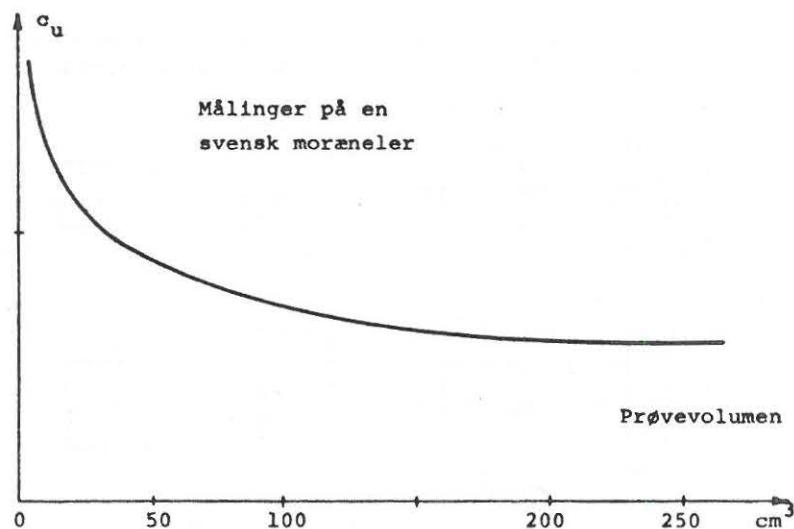
Jordmaterialets aflejringsmåde og dets senere påvirkninger vil kun i meget begrænset omfang føre til et materiale, der kan betragtes som homogent og isotrop. Et vand- eller vindsediment er således ofte afsat som lag af afvekslende tykkelse og kornstørrelse og er altså kraftig lagdelt. På roligt vand kan afsættes marine lerer af stor mægtighed, men også her tyder undersøgelser på en form for "lagdeling" eller orientering af kornene. Kun for moræner kan forventes en styrkemæssig isotropi, selv om de større korn er orienteret i bestemte retninger.

Der er endvidere tradition for at optage meget små jordprøver, og mange laboratorier udfører endnu forsøg med prøver, der har et tværsnitsareal på 10 cm^2 . Undersøgelser tyder på, at de herved fremkomne skalaeffekter kan blive ganske betydelige. På figuren ses således resultatet af en række målinger på en svensk moræneler, hvoraf det fremgår at jordens styrke måles større jo mindre prøven er. En lignende erfaring er gjort på en dansk strandsand, således som det fremgår af den anden figur. Der er altså ved valg af en for lille prøvedimension mulighed for at overvurdere jordens styrke.

Den mindste prøvestørrelse, der kan føre til et tilladeligt resultat afhænger blandt andet af forholdet mellem prøvens volumen og middeldiameteren. Således synes det oplagt, at en sand med en middeldiameter på $0,2 \text{ mm}$ kræver en prøve der er langt større end en ler med middeldiameter på $0,002 \text{ mm}$. Derimod er det vanskeligere at argumentere for hvor stor prøvestørrelsen bør være for en moræneler, fordi den er så velgraderet. Da de mindste korn i alle sammenhænge har relativt stor betydning, synes det rimeligt at antage at en mellemstørrelse vil være passende for moræneler. Følgende prøvestørrelser opfylder formentlig et minimumskrav:

Ler	diameter $3,5 \text{ cm}$	højde $3,5 - 7 \text{ cm}$
Moræneler, dynd m. skaller	diameter 7 cm	højde $7 - 14 \text{ cm}$
Strandsand	diameter 20 cm	højde $20 - 40 \text{ cm}$

Der er endvidere tradition for at anvende apparattyper, hvori prøvens brud ikke udvikles jævnt over prøven, men forekommer som brudflade. Erfaringen viser, at der ikke er megen forskel på de målte styrkeparametre, om de måles i et liniebrud eller et zonebrud. Liniebruddet skal - alt andet lige - være på den sikre side, hvis jorden udvider sig i brud (se side 3.12), fordi der er mulighed for, at bruddet udvikles successivt. Såfremt jorden er anisotrop i styrkemæssig henseende, vil det være hensigtsmæssigt i laboratoriet at efterligne det i naturen beregningsmæssigt forventede brud, altså at måle jordens styrke i et forsøg, hvori der forekommer en brudflade, hvis der forventes liniebrud i naturen, og anvende et zonebrud såfremt der forventes et zonebrud i naturen.



Forskellige typer arbejdskurve

ARBEJDSKURVEN

En arbejdskurve for et brudforsøg vil ofte have et udtalt maksimum, i andre tilfælde nærmer forskydningspændingen sig asymptotisk til en størsteværdi.

Normalt vil man tolke "brudværdien" som maksimumsværdien uanset arbejdskurven viser, at prøven svækkes såfremt deformationen vokser yderligere. Grunden hertil er, at de forskydningspændinger, hvormed jorden belastes i praksis, altid er langt mindre end svarende til maksimumsværdien.

Såfremt store deformationer kan forventes er der imidlertid en mulighed for progressivt brud, og det kan derfor være nødvendigt at studere den sidste del af arbejdskurven, der viser sig at gå asymptotisk mod en bestemt værdi af forskydningspændingen. På basis heraf vil det være muligt at definere de såkaldte residuale styrkeparametre.

EFFEKTIVE STYRKEPARAMETRE

De effektive styrkeparametre \bar{c} og $\bar{\phi}$ måles normalt ved forsøg i triaxialapparatet under såvel drænedede tilstande (CD-forsøg) som udrænedede tilstande (CU-forsøg) med måling af poreovertryk. Der findes dog et antal andre apparattyper, der også finder anvendelse ved brudforsøg. (Se f.ex. side 3.15 og 3.16, hvor terningeapparatet omtales.)

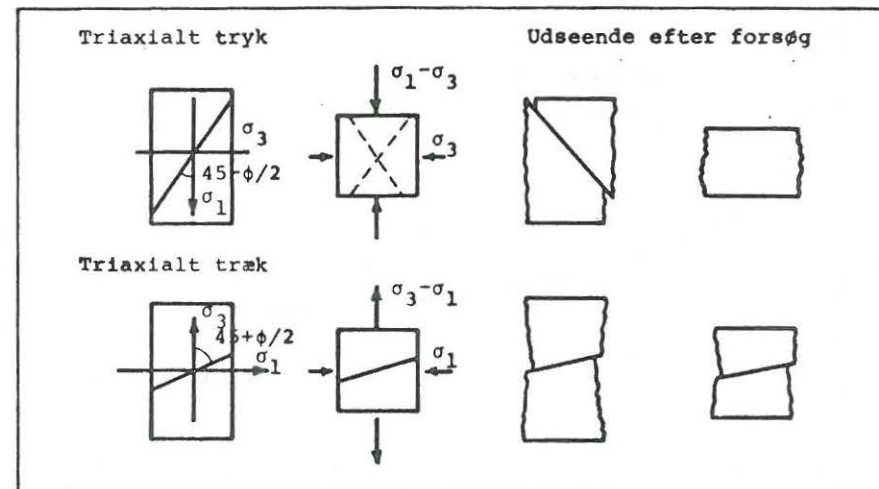
Følgende forhold kan imidlertid i nogle tilfælde have afgørende indflydelse på brudforløbet:

1. Anisotropi. Styrken afhænger af brudfladens hældning.
2. Spændingsforløbet under udvikling af bruddet.
3. Spændingsniveauet. De Mohrske cirklers indhyldningskurve er krum.
4. Den rumlige spændingstilstand. Jords styrke kan afhænge af den mellemste hovedspænding.

Triaxialforsøg.

I et triaxialforsøg anvendes en cylindrisk jordprøve, der er forsynet med trykhoveder på endeflader og indesluttet i en vandtæt gummimembran. Prøven kan underkastes et alsidigt virkende tryk, samt et stempeltryk i aksens retning. Ved de såkaldte trykforsøg er det alsidigt virkende tryk lig med den mindste hovedspænding σ_3 og stempeltrykket derfor $\sigma_1 - \sigma_3$. I de såkaldte trækforsøg er det alsidigt virkende tryk derimod lig med σ_1 og stempeltrykket $\sigma_3 - \sigma_1$, altså negativt. Prøvens sidebevægelser hindres ikke af membranen, og man kan derfor efterligne enhver virkeligt forekommende spændings- eller tøjningsvariation, dog med den begrænsning, at spændings- og tøjningstilstanden skal være aksialsymmetrisk.

Såfremt prøven er høj nok, vil der i mange jordarter udvikles en brudflade, der i overensstemmelse med Mohr-Coulombs teori danner vinklen $45 - \frac{\phi}{2}$ med den største hovedspændingsretning, hvorved



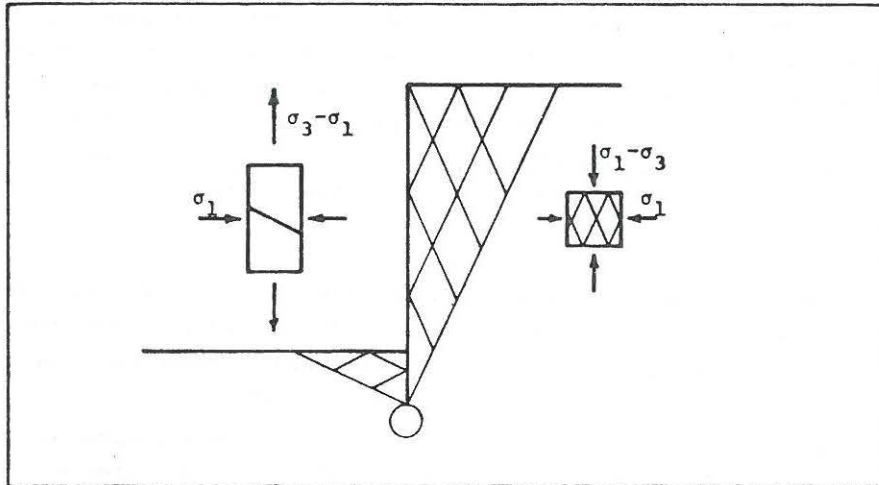
Brudformer for faste jordarter

prøven får det på figuren viste udseende. I de såkaldte trykforsøg kan man forhindre dannelsen af brudfladen ved at anvende prøver, hvor højden er lig med diameteren. Det er derimod ikke muligt i de såkaldte trækforsøg, fordi brudfladens vinkel med vandret bliver lille.

Brudfladen udvikles, fordi jorden udvider sig i brudtilstanden og derved svækkes. Et lokalt område, hvori brud er indtrådt, optræder i bruddets samlede udvikling som en svækket zone, hvorigennem brudfladen må forløbe. I meget løse jordarter falder jorden sammen i brud og får derved forøget styrke i det tidligere brudområde, og bruddet må da videreudvikles i naboområderne. Prøven bevarer cylinderformen eller bliver tøndeformet.

Til bestemmelse af de effektive styrkeparametre \bar{c} og $\bar{\phi}$ kan der altså udføres en række forsøg med varierende effektive alsidige tryk $\bar{\sigma}_3$ og dertil svarende stempeltryk $\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$. Herved kan \bar{c} og $\bar{\phi}$ bestemmes ved fællestangenten til de tilsvarende Mohrske cirkler eller ved lignende metoder.

1. ANISOTROPI

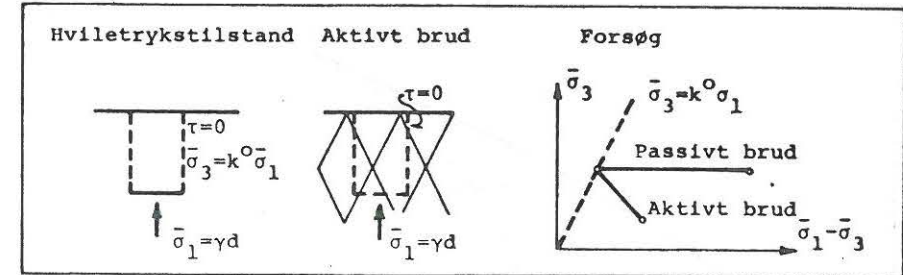


Valg af forsøgstype i anisotrop jord

Såfremt jorden ikke kan betragtes som homogen og isotrop, altså såfremt jordens brudforskydningsstyrke τ_f varierer med retningen af brudfladerne, må man overveje at udføre forsøg, der på bedre måde efterligner den brudmekanisme, der forekommer i det aktuelle tilfælde, idet prøverne altid er udtaget lodret i borehullerne.

Lad os betragte en spunsvæg, der er indspændt i jorden. I brud optræder med en vis tilnærmelse de på figuren viste brudfigurer, såfremt væggen er glat. I bruddet bag væggen er brudlinierne stejle med en hældning, der præcis svarer til hældningen af brudfladen i et trykforsøg. Da bruddet er et zonebrud (altså uden egentlige brudflader), udføres forsøget bedst med lav prøvehøjde ($H=D$). På væggens forside fremkommer også et zonebrud men med fladt forløbende brudlinier, der har netop den hældning, der opnås i et trækforsøg. Prøvehøjden er underordnet, da zonebruddet ikke kan fremkaldes i triaxialapparatet.

2. SPÆNDINGSFORLØB

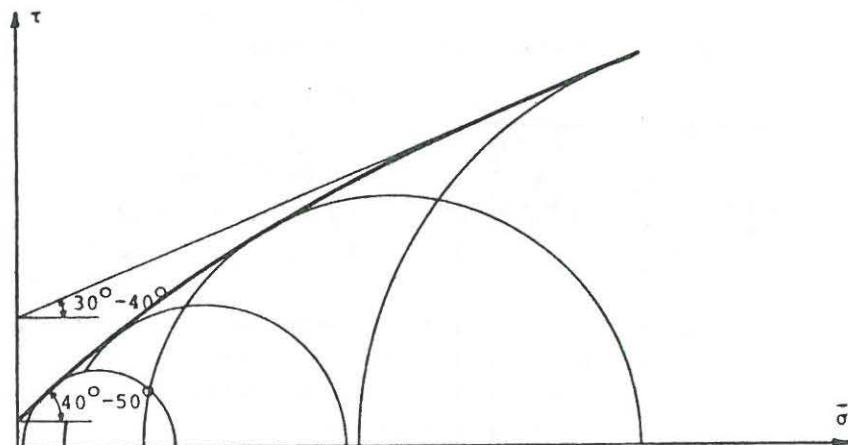


Såfremt spændingsforløbet før brud har betydning for brudforskydningsstyrken, må man naturligvis forsøge at benytte det samme spændingsforløb i laboratoriet som i naturen. Normalt er det vanskeligt at analysere spændingsforløbet, men netop i det foreliggende tilfælde er det relativt simpelt.

Spændingsforholdene i jorden før spunsvæggen anbringes er den velkendte hviletrykstilstand (LG kap. 3): Lægges et lodret snit i jorden vil der på grund af den udstrakte symmetri ikke virke forskydningsspændinger heri. Da der ikke kan forekomme vandrette deformationer (også af symmetrigrunde), fås proportionalitet mellem de vandrette og lodrette hovedspændinger $\sigma_3 = K^0 \cdot \sigma_1$. Da K^0 er ca. 0,5, er de vandrette hovedspændinger altså halvt så store som de lodrette.

Spændingsforholdene i de på figuren viste brudzoner ligner meget de førnævnte. Hovedspændingsretningerne, der som bekendt halverer vinklen mellem brudlinierne, er også vandrette og lodrette. Da der ikke virker forskydningsspændinger på lodrette snit må den lodrette spænding være den samme i brud, som før spunsvæggen blev anbragt og antages derfor at være uændret gennem hele brudforløbet. På væggens bagside er tyngden den drivende kraft (σ_1 er lodret), på væggens forside gør jorden modstand mod påvirkningen fra væggen (σ_1 er vandret). De før omtalte tryk- og trækforsøg skal derfor i dette tilfælde udføres med konstant lodret påvirkning, hvorved der fås den på figuren til højre viste spændingsvariation.

3. SPÆNDINGSNIVEAU



Spændingsniveauets indflydelse

Det er en almindelig erfaring, at indhyldningskurven til de Mohr-ske cirkler ikke er en ret linie (fællestangent), såfremt jorden har nogen kohæsion. Indhyldningskurven krummer stærkt for små spændinger og styrkeparametrene må da defineres ud fra tangenten til indhyldningskurven. Den således definerede effektive friktionsvinkel $\bar{\phi}$ aftager med voksende spændingsniveau samtidig med at den effektive kohæsion \bar{c} stiger.

Virkningen er særlig udtalt for forbelastet ler og fastlejret sand. Ved små spændingsniveauer kan man således måle friktionsvinkler over $45-50^\circ$. For løstlejret sand synes virkningen at være ringe.

Man kan tage hensyn til dette forhold ved at udføre forsøgene ved relevante spændingsniveauer. I det tidligere nævnte eksempel bør den lodrette spænding således være $\bar{\gamma}_d$.

Det er endnu ikke klarlagt, hvor stor en del af den målte ændring af $\bar{\phi}$, der eventuelt kan skyldes skalaeffekter.

4. RUMLIG SPÆNDINGSTILSTAND

Mohr-Coulombs brudbetingelse tager ikke hensyn til en variation af den mellemste hovedspænding, og det har i mange år været et uafklaret spørgsmål, hvor stor indflydelse den mellemste hovedspænding havde. På grund af triaxiale tryk- og trækforsøg, andre forsøgstyper og modelforsøg med plane spændingstilstande valgte man derfor i Funderingsnormerne at antage, at den plane friktionsvinkel for sand er 10% større end den triaxialt målte:

$$\phi_k = 1.1 \phi_{tr}$$

idet man yderligere begrundede forhøjelsen med at spændingsniveauet i praksis er lavere end normalt anvendt i triaxialforsøg. Man kan altså ikke tillade sig at anvende formlen, såfremt man benytter det korrekte spændingsniveau i laboratoriet.

Forhøjelsen gælder kun for sand. Man har nemlig ikke forsøg med lerprøver eller modelforsøg på ler, der på tilsvarende måde kan begrunde en ændring af friktionsvinklen. Årsagen må søges i, at lerforsøg er langsomme og omstændelige.

I de senere år er det imidlertid lykkedes at frembringe forskellige spændingstilstande i laboratoriet, således at Mohr-Coulombs brudbetingelse kan vurderes.

Dels har man kunnet frembringe en række forskellige spændingstilstande i en række forskellige apparattyper og sammenligne resultaterne herfra. De forskellige apparattyper påvirker dog resultatet og selv om det kun er i mindre grad, vanskeligsgøres tolkningen.

Med konstruktionen af terningeapparatet ("the true triaxial apparatus" (se side 3.16)) har man imidlertid fået et apparat, der kan variere størrelsen af den mellemste hovedspænding. Man har for en enkelt sandsort fundet at

$$\phi_{pl} = \phi_{tr}(1 + \alpha I_D)$$

hvor ϕ_{pl} altså ikke dækker ændringen i spændingsniveau. α er en konstant, der denne gang er bestemt til 0.16.

Forsøgene viser, at den fremgangsmåde, der er anvist i funderingsnormerne, er god for faste og middelfaste lejringer, men mindre heldig for løse sandlejringer.

En rumlig spændingstilstand, hvor σ_1 , σ_2 og σ_3 kan variere i forhold til hinanden kan beskrives ved en størrelse b , der er 0 for "triaksialt tryk" og 1 for "triaksialt træk":

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

von Mises brudbetingelse lyder

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 8\sigma_F^2$$

hvor σ_F afhænger af middeltrykket $\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$. Denne brudbetingelse kan udtrykkes ved b og man finder:

$$b^2 - b + 1 = \frac{4\sigma_F^2}{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}$$

I de "triaksiale" (d.v.s. aksialsymmetriske) spændingstilstande $b = 0$ og 1 ses σ_F at være radius i Mohrs cirkel. For $0 < b < 1$ fås

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma_F} = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_F} = \frac{1}{\sqrt{b^2 - b + 1}}$$

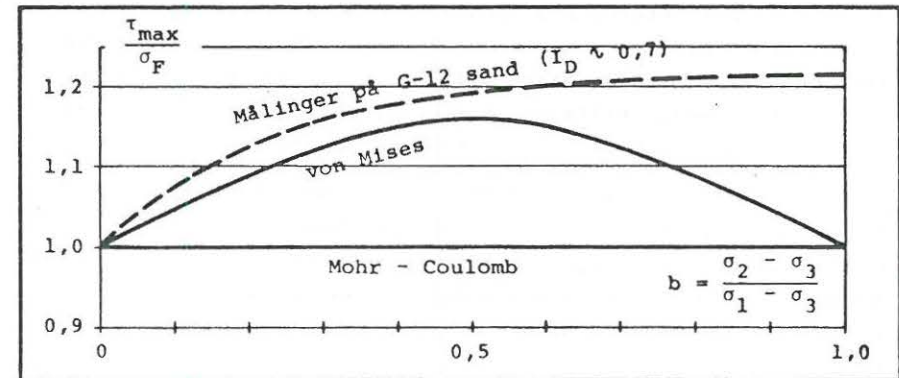
Radius i Mohrs cirkel τ_{\max} afhænger altså af den rumlige spændingstilstand ifølge von Mises brudbetingelse.

Som bekendt kan Mohr-Coulombs brudbetingelse opskrives som følger:

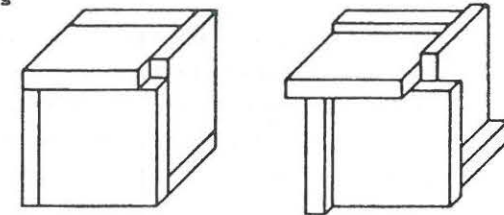
$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi + c\cos\phi$$

heri indgår σ_2 slet ikke. For en given værdi af σ_1 og σ_3 er $(\sigma_1 - \sigma_3)$ konstant.

På figuren ses, hvordan τ_{\max} afhænger af den mellemste hovedspænding efter de to nævnte brudbetingelser. Endvidere er vist en række målinger på sand, der viser at ingen af brudbetingelserne er gode, hvad der iøvrigt heller ikke er forventeligt ud fra de teoretiske forudsætninger for brudhypoteserne.



Terningeapparatets
trykhoveder
før og efter
førsøg



Terningeapparatet.

På figuren ses, hvordan en terning kan belastes med tre forskellige hovedspændinger vinkelret på de tre fladeretninger, uden at trykhovederne støder sammen i hjørnerne. I stedet glider trykhovederne på hinanden og på prøvens flader. Herved opnås en slags rumlig blænde-virkning. Systemet forudsætter, at trykhovederne er glatte, og det problem er løst forlængst. Princippet, der er opfundet i England, er dog endnu kun udnyttet i meget ringe grad, men skønnes velegnet til de danske hårde lerarter.

UDRÆNEDE STYRKEPARAMETRE

Medens det har interesse at kende de drænedes styrkeegenskaber for alle jordarter, har de udrænedes styrkeegenskaber kun interesse i forbindelse med ler og måske silt. Hvorvidt det er det drænedes eller det udrænedes tilfælde, der er dimensionsgivende for disse jordarter, afhænger af konstruktionens art (se LG kap. 8).

Såfremt jordprøven er vandmættet, finder der ingen volumenændring sted under et udrænet brud. En isotrop spændingstilvækst vil blive overført til poretrykket. Det er en medvirkende årsag til, at jorden i den udrænedes tilstand kan betragtes som et rent kohæsionsmateriale med en udrænet forskydningsstyrke c_u ($\phi_u = 0$).

Såfremt jordprøven ikke er helt vandmættet, overføres en del af en isotrop spændingstilvækst til kornskelettet, og der måles nogen friktion. Delvis vandmættede prøver behandles på side 3.23.

Ellers behandles kun vandmættet jord.

Der foreligger næsten i enhver sag, hvor ler forekommer et stort antal målinger af den udrænedes forskydningsstyrke, normalt vinge-forsøg i marken, men også simple trykforsøg og triaxialforsøg forekommer. Ved en vurdering af en lang række forsøg i laboratoriet og i marken, endog fuldskaletforsøg, har man fundet at en række forhold bør tages i betragtning ved en vurdering af, hvilken sammenhæng der er mellem forsøgsresultaterne og den forskydningsstyrke, der bør anvendes ved brudanalyse:

1. Prøvens tilstand
2. Forsøgshastighed
3. Anisotropi
4. Den rumlige spændingstilstand

Den aktivitet, der har fundet sted de senere år, har dog ikke afklaret problemerne så vidt, at man kan skelne virkningen af ovennævnte forhold på et bestemt fænomen. Der kan dog på nuværende tidspunkt gives den følgende redegørelse, der bl.a. knytter sig til Bjerrums artikler om emnet (1974).

1. PRØVENS TILSTAND

Det kan påvises, at forsøg med fuldstændig friske prøver giver andre resultater end prøver, der har været opbevaret i nogle dage eller endnu længere tid. Det er altså væsentligt at udføre forsøg på friske prøver.

De spændingsvariationer, som et lerlag har været underkastet gennem dets tilblivelseshistorie, giver leret dets nuværende karakteristiske egenskaber. Under prøveoptagelsen bliver prøvens ydre dele imidlertid påført forskydningsspændinger og der sker en omlejring af spændingerne i prøven fra hviletrykstilstanden til den isotrope tilstand. Derfor bliver ethvert udrænet triaxialforsøg udført med en indledende drænet fase, hvor spændingshistorien søges rekonstrueret, således at prøven så vidt muligt vender tilbage til den naturlige tilstand.

Normalt indskrænker man sig til en isotrop rekonstruktion, og det kan for en forbelastet jord påvises, at det er meget effektivt. Således "glemmer" prøven tidligere påførte forskydninger ved at blive genbelastet til det tidligere forbelastningsstryk. Det er forklaringen på, at der med forbelastede jordarter kan udføres flere brudforsøg på samme prøve uden at det påvirker tøjninger eller spændinger.

Såfremt man ønsker en endnu bedre rekonstruktion af belastningshistorien, må man udføre en anisotrop konsolidering med kindret sideudvidelse. Herved vil en normal-konsolideret ler føres over i den hviletrykstilstand, hvor $\bar{\sigma}_3 = K^0 \cdot \bar{\sigma}_1$. En aflastning af en ler fra et forbelastningsstryk ($\bar{\sigma}_1$ pc, $K^0 \cdot \bar{\sigma}_1$ pc) vil medføre en så kraftig aflastning af de lodrette spændinger, at de vandrette "for-spændinger" kan blive større end de lodrette, evt. kan de i visse tilfælde blive lige store (se figur 3.18 øverst).

Endelig bør nævnes, at prøvens tilstand i brud påvirker måleresultatet væsentligt. Dannes der således en tynd brudflade, kan selv små indre vandstrømninger i prøven ændre vandindholdet i brudfladen uden at prøvens gennemsnitsvandindhold ændres. Derfor bør u-

drænedes forsøg altid udføres som trykforsøg med en relativt lille prøvehøjde (f.ex. $H = D$).

Som eksempel på forsøg, der udføres uden hensyn til de ovennævnte forhold, kan nævnes de simple trykforsøg, hvor en frisk jordcylinder trykkes til brud som den er. Forsøgsresultaterne er da også yderst upålidelige og giver brudværdier, der normalt udgør mellem 30% og 70% af de på mere hensigtsmæssig måde fundne.

2. FORSØGSHASTIGHED

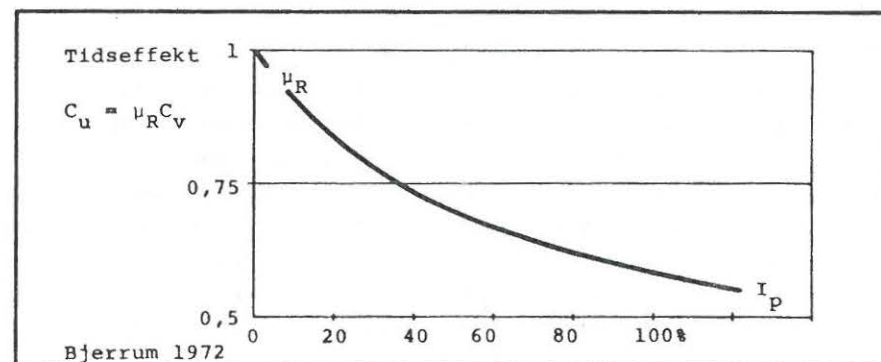
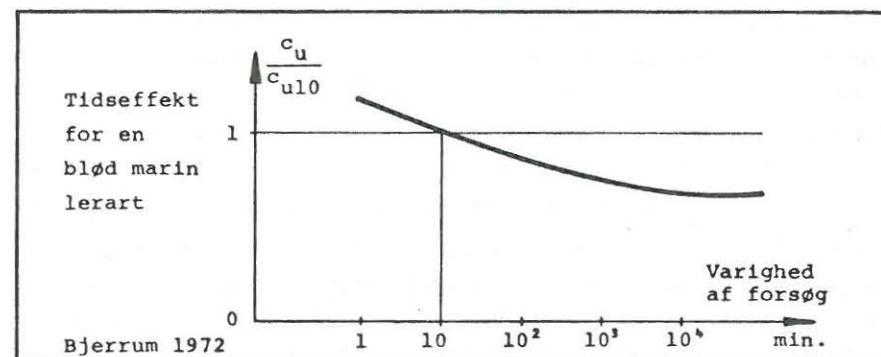
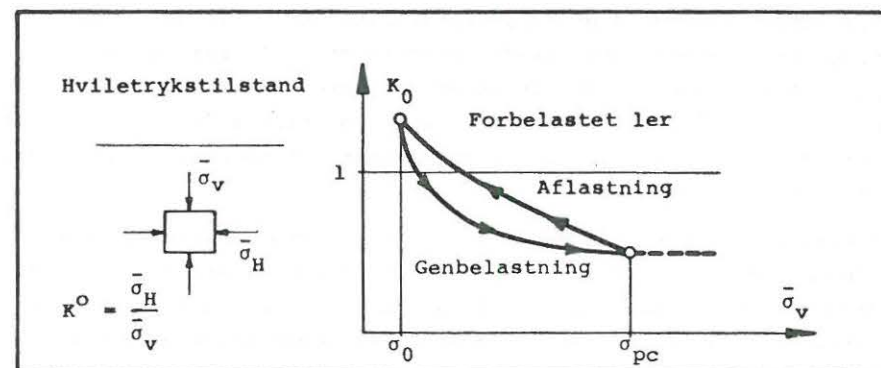
Udrænedes forsøg bør i princippet udføres hurtigt for at undgå lokale omfordelinger af porevandet. Vingeforsøg tager således et par minutter og de simple trykforsøg ca. 10-12 minutter. CU-forsøg med bestemmelse af poretrykket tager derimod 2-4 timer.

Forsøg i laboratoriet på en blød marin ler fra Norge viser imidlertid, at jo hurtigere forsøg udføres, desto større måles den udrænedes forskydningsstyrke (se midterste figur). Leret opfører sig altså som et viscost materiale.

Udrænedes brud i naturen forløber derimod over meget længere tid, da dræningsbetingelserne ofte er ugunstige. Brud kan udvikles i løbet af uger, og man kan derfor forvente at få brud i konstruktionerne, såfremt virkningen af forsøgshastigheden er større end virkningen af partialkoefficienten.

De målte udrænedes forskydningsstyrker af bløde marine lerarter må derfor korrigeres. Der foreligger ikke mange sammenlignende forsøg af den viste type (midterste figur), men til gengæld har der fundet nogle brud sted, og der er udført modelforsøg i naturlig størrelse med dæmninger. Bjerrum har på grundlag af sådanne observationer opstillet den på nederste figur viste sammenhæng.

Virkningen er ikke konstateret for moræner, men skal heller ikke være udtalt ($I_p \sim 10\%$).



3. ANISOTROPI

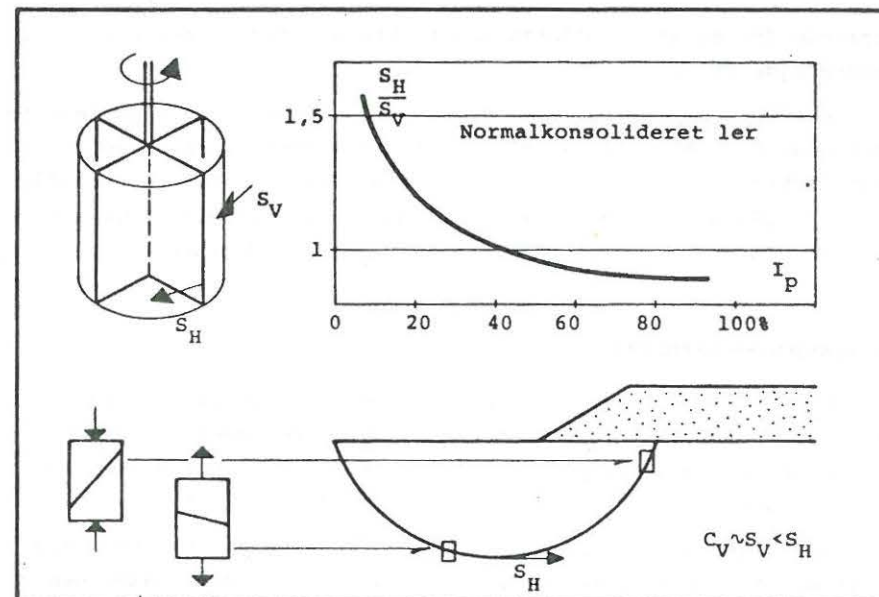
Som omtalt side 3.14 er hviletrykstilstanden i sig selv anisotrop. For normalkonsoliderede lerarter er $\bar{\sigma}_1$ lodret og ca. dobbelt så stor som $\bar{\sigma}_3$, for forbelastede jordarter kan forholdet mellem $\bar{\sigma}_1$ og $\bar{\sigma}_3$ variere, evt. er spændingstilstanden isotrop. Det ser ud til, at anisotropien i spændingstilstanden har indflydelse på styrkeegenskaberne.

I marken bestemmes vingestyrken c_v med en standardvinge, hvor vingens højde H er dobbelt så stor som vingens samlede bredde D . Ved brud frembringes en lodret cylindrisk flade og to vandrette cirkulære flader, hvoraf den øverste er gennembrudt af vingen. Det målte drejningsmoment frembringes af en forskydningskraft på de lodrette cylindriske sider s_v og en forskydningskraft på de vandrette endeflader s_H . Normalt tolkes vingeforsøgene ved at antage $s_v = s_H = c_v$.

Såfremt der udføres forsøg med vinger med varierende H/D , f.ex. $H/D = 0.5, 1, 2$ og 4 , kan der imidlertid skelnes mellem s_H og s_v , fordi forholdet mellem de arealer, på hvilke de virker, varierer.

På bløde marine lerarter, der kan betragtes som normalkonsoliderede, har man på denne måde konstateret, at s_H/s_v kan blive væsentlig forskellig fra 1 ($0.9 < s_H/s_v < 2.2$), altså at jorden er anisotrop. Forholdet s_H/s_v afhænger i høj grad af I_p (se figur). På forbelastede lerarter synes $s_H/s_v \sim 1$, muligvis svarende til, at hviletrykstilstanden også næsten er isotrop.

Det er således på bløde marine lerarter, at der må indføres en korrektion for anisotropi. På figuren ses et eksempel, hvor der udvikles et cirkulært stabilitetsbrud under en dæmning over blød bund. Det antages, at der er udført normale vingeforsøg, hvorved der hovedsagelig er målt på en lodret flade. s_v bidrager til målingen med ca. 90%. For lerarter hvor $I_p < 40\%$ er s_H imidlertid større end s_v . Såfremt s_v er målt ens gennem det betragtede lag, vil τ_f altså være størst i brudliniens dybeste punkt. Såfremt man ikke tager anisotropien i betragtning, vil man derfor udføre en stabilitetsanalyse, der er på den sikre side.



Såfremt man ikke har vinger med forskellig højde-diameter forhold kunne man tænke sig at udføre brudforsøg, hvori brudlinien hælder som i stabilitetsbrud, og man kunne derved efterligne brudforholdene i to punkter. Vanskeligheden ved at tolke udrænede forsøg, hvori der er dannet tynde brudflader, kan imidlertid gøre resultatet tvivlsomt. Andre laboratorieapparater kan eventuelt anvendes i stedet for (f.ex. den norske skærbox).

Da virkningen af at medregne en eventuel anisotropi fører den nominelle brudtilstand nærmere til den virkelige brudtilstand, bør der udføres et omhyggeligt forsøgsarbejde først. I praksis vil man derfor lade anisotropien indgå som en ekstra sikkerhed.

Derimod bør man vurdere forsøgshastighedens indflydelse, fordi der allerede er sket en del brud i dæmninger på blødt ler, og man netop herved indfører en ekstra usikkerhed i beregningerne (figur 3.18).

4. RUMLIG SPÆNDINGSTILSTAND

Det er ikke idag muligt at angive den mellemste hovedspændings indflydelse på den udrænedes forskydningsstyrke, men her skal dog gøres et forsøg på at klarlægge problemerne.

Lad os betragte en terning, hvis sider påvirkes af de tre hovedspændinger $\bar{\sigma}_1$, $\bar{\sigma}_2$ og $\bar{\sigma}_3$, og lad os antage, at Hookes lov gælder:

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E}(\Delta\bar{\sigma}_1 - \nu\Delta\bar{\sigma}_2 - \nu\Delta\bar{\sigma}_3) \text{ og de analoge}$$

hvoraf fås

$$\epsilon_v = \frac{1 - 2\nu}{E}(\Delta\bar{\sigma}_1 + \Delta\bar{\sigma}_2 + \Delta\bar{\sigma}_3)$$

E og ν er her egenskaber knyttet til jordskelettet. ν vil normalt ligge mellem 0.2 og 0.4.

I den plane tilstand er $\epsilon_2 = 0$, hvilket medfører at $\Delta\bar{\sigma}_2 = \nu(\Delta\bar{\sigma}_1 + \Delta\bar{\sigma}_3)$. I den udrænedes tilstand er $\epsilon_v = 0$, altså $\Delta\bar{\sigma}_1 + \Delta\bar{\sigma}_2 + \Delta\bar{\sigma}_3 = 0$. Ved at omregne til totale spændinger fås generelt

$$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)$$

og i den plane tilstand

$$\Delta u = \frac{1}{2}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)$$

Opskrives ligningerne på Skempton-Bjerrums form fås:

$$\text{I "triaxialt" tryk } (\sigma_2 = \sigma_3): \Delta u = \Delta\sigma_3 + \frac{1}{3}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) \quad [*]$$

$$\text{I det plane tilfælde} \quad : \Delta u = \Delta\sigma_3 + \frac{1}{2}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) \quad [**]$$

$$\text{I "triaxialt" træk } (\sigma_1 = \sigma_2): \Delta u = \Delta\sigma_3 + \frac{2}{3}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) \quad [***]$$

Forsøgsresultaterne tænkes afbildet i det normale $\sigma_1 - \sigma_3$, σ_3 diagram. Som bekendt er $\sigma_1 - \sigma_3 = \bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$ og $\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u$. En korrektion af et spændingspunkt $(\sigma_1 - \sigma_3, \sigma_3)$ til et effektivt spændingspunkt $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3, \bar{\sigma}_3)$ består derfor i en lodret flytning af størrelsen u .

Fra "triaxiale" tryk-forsøg med normalkonsolideret ler vides, at spændingsvariationen med tilnærmelse følger den, der er udledt på elastisk grundlag, helt til brud (figur 3.22.1). Brudlinien er angivet ved de Hvorslevske styrkeparametre (IG 8.9), fordi poretalet e er konstant. (I eksemplet er anvendt $\bar{\sigma}_m^0 = 15 \text{ t/m}^2$; $\phi_e = 35^\circ$; $\bar{c}_e = 2 \text{ t/m}^2$).

En rimelig antagelse er derfor, at udrænedes forsøg med andre rumlige spændingstilstande på samme måde følger en "elastisk" spændingsvariation.

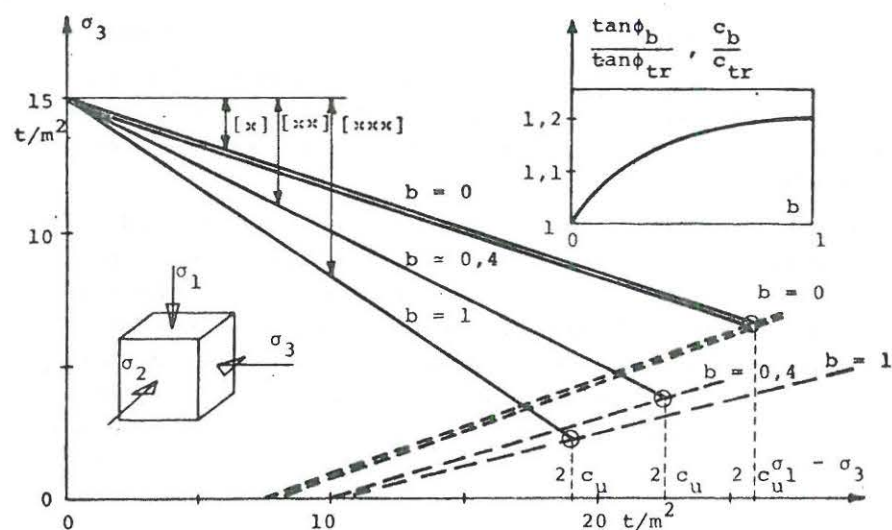
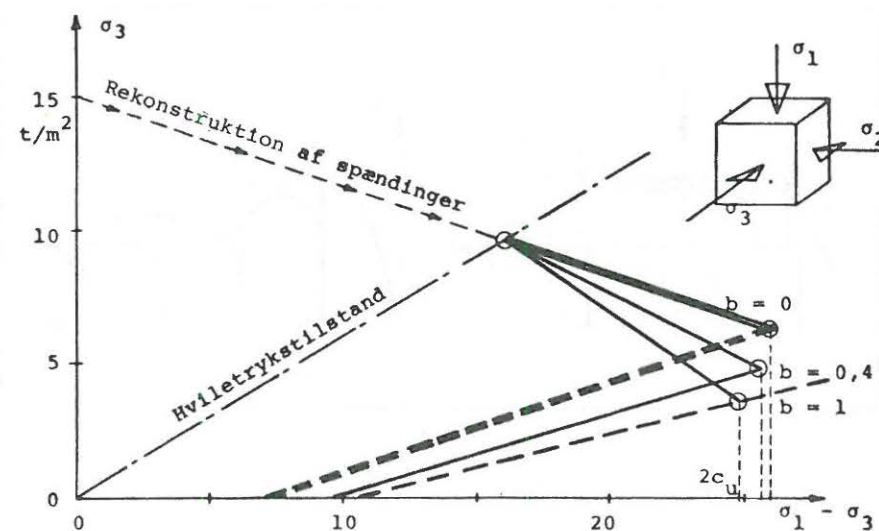
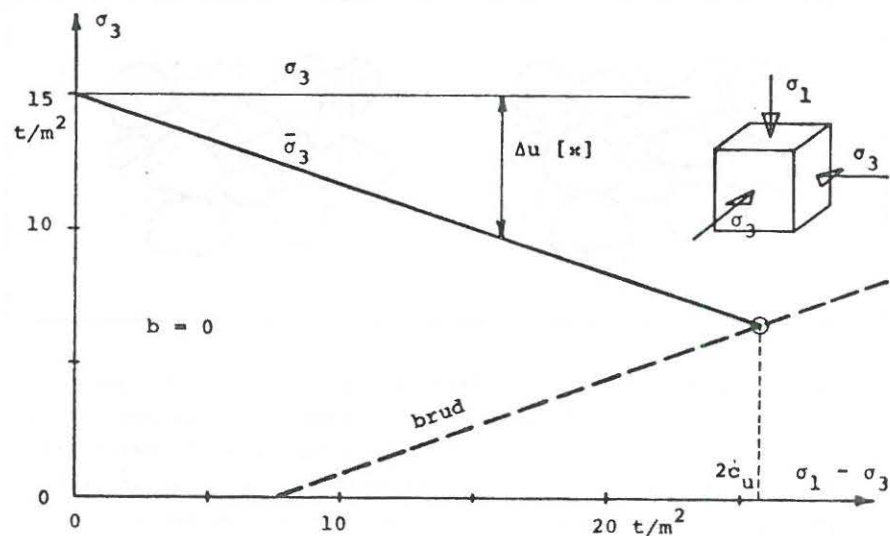
Endvidere må man antage, at de Hvorslevske styrkeparametre afhænger på tilsvarende måde af spændingstilstanden, udtrykt ved b , som fundet for sand.

Et tænkt terningeforsøg, hvori spændingstilstanden ved forsøgets start er isotrop, vil følge den kraftigt optrukne linie for "triaxialt" tryk ($b = 0$). Brudkriteriet er fremstillet ved den kraftigt punkterede linie ($b = 0$). Dette er velkendt fra triaxialforsøg.

I det plane tilfælde kan b være f.ex. 0.4 i brud hvorved brudkriteriet for dette tilfælde kan optegnes. For samme værdi af $\bar{\sigma}_3$ i brud fås en større værdi af $\sigma_1 - \sigma_3$. Imidlertid udvikles der også større poretryk og den samlede virkning er således en mindre værdi af c_u .

I "triaxialt" træk ($b = 1$) fås tilsvarende større brudværdier af $(\sigma_1 - \sigma_3)$ for samme værdi af σ_3 , men virkningen af det udviklede poretryk er endnu større end før og giver en endnu mindre værdi af c_u .

Såfremt det tænkte terningeforsøg imidlertid tænkes gennemført under hensyn til prøvens naturlige spændingstilstand, må prøven før brudforsøgets start føres fra den isotrope spændingstilstand, der er et resultat af prøveoptagningen, over i hviletrykstilstanden. Såfremt prøveoptagningen har været perfekt, er den effektive mid-

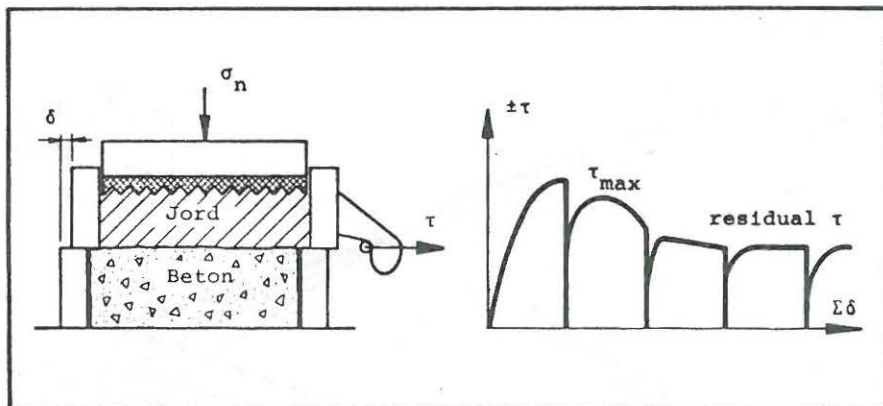


delspænding uændret. Før brudforsøgets start føres prøven derfor gennem de spændingstilstande, der på figuren er vist punkteret. Udføres de tilsvarende brudforsøg herfra, ses det at c_u 's variation med b er lille.

Som et resultat af disse overvejelser må man derfor indtil videre antage at den rumlige spændingstilstand ingen mærkbar indflydelse har på den udrænedes forskydningsstyrke.

3.5 SPECIELLE STYRKEPROBLEMER

ADHÆSION

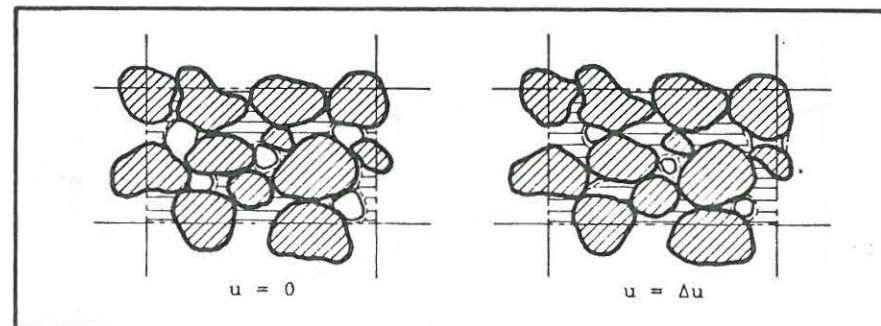


Under brud i en funderingskonstruktion forekommer ofte glidning mellem jord og konstruktion, som f.ex. glidning mellem en støttemur og jorden, eller jordlag, der sætter sig omkring pæle.

I sådanne tilfælde er det ønskeligt at kunne bestemme jordens adhæsive egenskaber over for det pågældende materiale. Med adhæsive egenskaber tænkes såvel på den egentlige adhæsion a , der svarer til kohæsionen c , samt en friktionsvinkel δ , der svarer til ϕ .

Der skal altså i laboratoriet efterlignes en glidning mellem jord og byggemateriale ved forskellige tryk. Hertil er den almindelige skærbox velegnet. Figuren viser en skærbox monteret med en beton-jord prøve. Normalkraften σ frembringes ved belastning med lodder, forskydningskraften af en spindelanordning. Ved at afbilde τ mod σ kan friktionsvinkelen δ og adhæsion a findes. Såfremt der kan forekomme store glidninger og der er mulighed for progressivt brud, kan arbejdskurven forlænges vilkårligt ved at vende spindelens bevægelsesretning.

IKKE VANDMÆTTET JORD

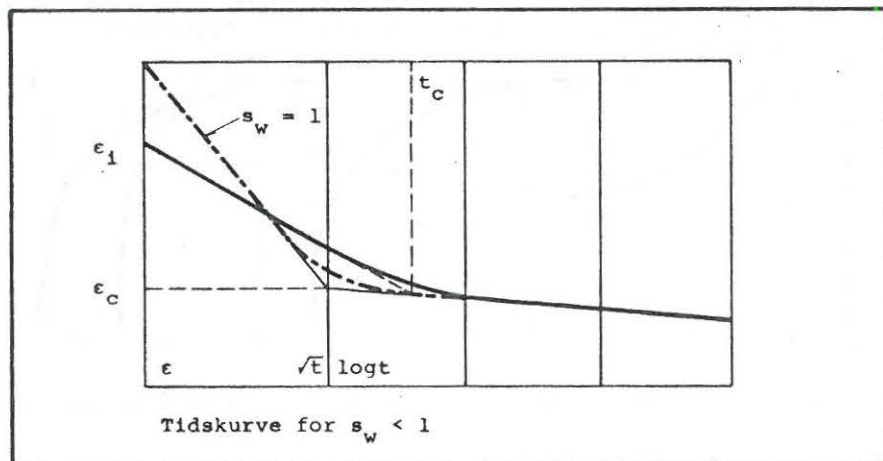


Bortset fra helt specielle tilfælde ønsker man altid i laboratoriet at bestemme jordens egenskaber i vandmættet tilstand. Imidlertid er det vanskeligt at undgå nogen udtørring af prøven før forsøget, eventuelt invaderes prøven under optagningen af luft. Sandprøver, der ikke efter prøveoptagningen er vandmættede, kan ved gennemstrømning i forsøgets første fase vandmættes. Anderledes stiller det sig med lerprøver, dels fordi gennemstrømningen tager meget lang tid og dels fordi lerprøvernes hygroskopisk bundne vandmolekyler løsriveres og lerets egenskaber dermed ændres.

I stedet må man da leve med en manglende vandmætning af prøverne og må da gøre sig klart, hvordan det påvirker forsøgsresultaterne. Det er i den forbindelse væsentligt altid at bestemme prøvernes mætningsgrad.

På figuren er skematisk vist et udsnit af en delvis vandmættet jordprøve ved poreovertrykket 0 og umiddelbart efter at poreovertrykket er steget til Δu . Virkningen af luften i vandet består for det første i at vandet fra at kunne betragtes som "stift" (d.v.s. uden volumenændringer) nu bliver eftergiveligt, her antyd det ved at lade de enkelte luftbobler være mindre. For det andet kan vandet opløse luften med ca. 2 volumenprocent pr. atmosfære. "Boblerne" opløses altså i vandet. Hvis man derfor betragter vand-luft-systemet som en fjeder, er det en fjeder, der ved et vist tryk går i bund (d.v.s. vandet bliver atter "stift").

Permeabilitetsmålinger og konsolideringsforsøg.



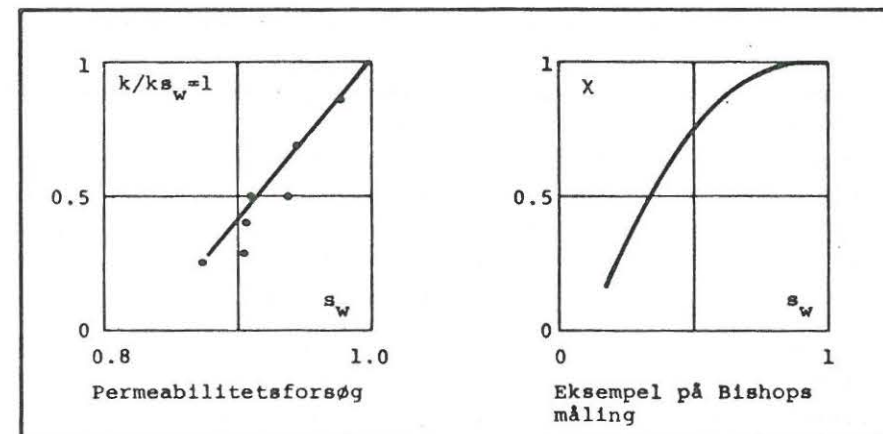
Ved gennemstrømningsforsøg kan vandet ikke strømme i de af jordens porer, der er lukket af luftbobler, fordi overfladespændingerne fixerer luftområderne i forhold til kornene. Permeabilitetskoefficienten aftager derfor hurtigt for aftagende mætningsgrad, således som det også fremgår af figuren, der refererer til en speciel forsøgsserie udført på moræneler. Afhængigheden er formentlig anderledes for andre jordarter.

For vandmættet jord vides, at man ikke kan måle initialtøjninger i et konsolideringsforsøg, fordi sideudvidelsen er hindret. Virkningen af luft viser sig dels ved en initialtøjning ϵ_1 , dels ved en forlængelse af konsolideringstiden fordi det eftergivelige poremateriale (vand-luft) holder trykket længere.

Såfremt det antages, at porematerialet er elastisk kan det vises, at konsolideringstiden t_c forøges proportionalt med ϵ_1 's andel i den samlede tøjning ϵ_c (se figuren). ϵ_c påvirkes ikke måleligt og en beregnet permeabilitetskoefficient k_b kan korrigeres ved følgende formel:

$$k_k = k_b \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c - \epsilon_1}$$

Triaxialforsøg.



Ved beregning af de effektive spændinger kan man ikke bruge den almindelige formel $\sigma = \bar{\sigma} + u$, fordi der forekommer lokale kapillære kræfter. På grundlag af forsøg med måling af såvel vandtrykket i porerne u_w og lufttrykket u_a i poreluften har Bishop opstillet følgende relation:

$$\sigma = \bar{\sigma} + (u_a - \chi(u_a - u_w))$$

og angivet χ 's variation med mætningsgraden for forskellige jordarter. Ved dræned triaxialforsøg synes manglende vandmætning at føre til en forhøjelse af \bar{c} , medens $\bar{\phi}$ ikke ændres (se eks. på fig.).

Ved udræned forsøg betyder en ændring af det alsidige tryk, at porevolumenet ændres. Da den udræned forskydningsstyrke afhænger af prøvens poretal, medfører et øget kammertryk en forøgelse af c_u , indtil trykforøgelsen er blevet så stor, at luften er opløst i porevandet. Poretrykket u kan ifølge Skempton skrives:

$$\Delta u = B(\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma - \Delta \sigma_3))$$

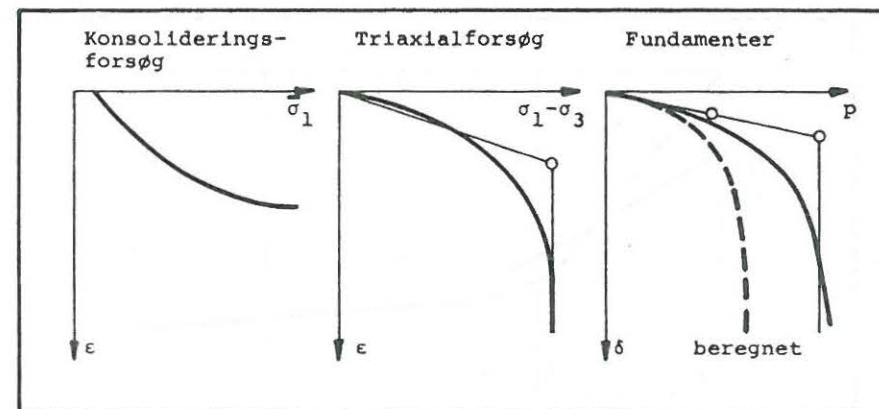
hvor B afhænger af mætningsgraden og er = 1 for vandmættet jord og 0 for tør jord.

3.6 JORDS SÆTNINGSEGENSKABER

I forbindelse med fundering af bygninger og dæmninger på lokaliteter med meget bløde aflejringer af dynd og ler, blev det tidligt nødvendigt at kunne bedømme sætningerne, og der blev udviklet det velkendte konsolideringsapparat. Heri påføres en cylindrisk prøve belastning på endefladerne, hvorved der forårsages en udpresning af porevand under konsolideringsfasen (se LG kap. 6). Sideudvidelser er forhindret, da prøven er indesluttet i en ring. Netop i meget bløde aflejringer spiller sideudvidelsen en mindre rolle, og det har derfor været muligt at opnå tilfredsstillende resultater.

Såfremt en bygning opføres på en forbelastet ler, viser det sig, at sidebevægelserne spiller en relativ stor rolle, altså at de initialsætninger, der finder sted i takt med belastningsforøgelsen, er betydelige i forhold til den senere konsolideringssætning. Man kan tilsyneladende alligevel beregne de totale sætninger ved en speciel anvendelse af konsolideringsforsøgene (den såkaldte tangentmetode), men ønsker man at bestemme initialsætningen, må udrænnede triaxialforsøg tages i brug. (Der henvises til LG kap. 7). De fleste laboratorieapparater er udviklet med henblik på afprøvning af bløde jordarter og viser sig at overvurdere hårde jordarters tøjninger. Kun ved brug af velegnet laboratorieudstyr kan man med fordel anvende de ovennævnte mere raffinerede metoder.

Sætninger på sand skyldes i høj grad forskydningsspændinger, der er større end dem, der kan udvikles i et konsolideringsapparat. Derfor kan den type forsøg slet ikke anvendes. Det har været forsøgt at anvende drænnede triaxialforsøg som beregningsgrundlag, men det viser sig vanskeligt at finde en rimelig teoretisk metode. Det er iøvrigt også vanskeligt at eliminere randeffekter i forsøgene, og de udgør fra 40-60% af den samlede måling. Vanskelighederne skyldes de relativt små tøjninger, der finder sted ved de normalt beregnede nominelle belastninger, der er statiske. Kun i mere usædvanlige tilfælde som f.ex. dynamiske påvirkninger, vil der være behov for at kunne forudberegne sætninger på sand.



ARBEJDSKURVEN

En arbejdscurve for et forsøg med jord viser altid, at tøjningerne i jorden ikke kan betragtes som elastiske, fordi tøjningerne ikke er reversible (der er en blivende deformation), arbejdskurven udviser hysteres og er iøvrigt krum. Indtil videre må man dog affinde sig med at benytte elasticitetsteorien og må da være opmærksom på dens begrænsede anvendelighed.

Ved belastning af en prøve i et konsolideringsapparat fås den på figuren viste arbejdscurve, såfremt afbildningen er lineær ($\sigma-\delta$), istedet for semilogaritmisk ($\log \sigma-\delta$). På grund af den hindrede sideudvidelse opfattes prøvens elasticitetskoefficient som voksende med det lodrette tryk.

Arbejdskurven for et triaxialt forsøg kan derimod med nogen tilnærmelse tolkes som stammende fra et elastisk-plastisk materiale og har næsten samme form som arbejdskurven for et fundament.

En sætningsberegning grundet på konsolideringsforsøg vil derfor altid give en forkert form på sætningskurven, men kurveformen kan blive mere korrekt, såfremt triaxialforsøg anvendes.

BEREGNING AF SPÆNDINGER

Ved en sætningsberegning ønskes den første næsten retlinede del af arbejdskurven fastlagt, fordi den normale dimensionering af fundamentet forhindrer, at den resterende del med de meget store sætninger tages i brug. Spændingsforholdene kan kun beregnes i det idealelastiske og idealplastiske tilfælde svarende til første og sidste del af arbejdskurven, og spændingsforholdene i en mellemtilstand må indtil videre gættes. Som en tilnærmelse antager man (jfr. LG kap 7), at spændingerne svarer til en elastisk spændingstilstand.

Som eksempel på den udrænede tilstand er først valgt et slapt stribefundament. Spændingsforhold svarende til det elastiske og det plastiske tilfælde er vist på figuren, idet der dels er indlagt trajektorier for σ_1 , dels den kvartcirkel, hvori $\tau = \tau_{\max}$ i det elastiske tilfælde (til venstre). I brudtilstanden (til højre) er $\tau = \tau_{\max}$ overalt i brudfiguren. Umiddelbart ser spændingstilstanden ikke ud til at ændre sig væsentligt mellem de to grænsetilfælde, men der sker faktisk en forøgelse af σ_3 , når spændingerne vokser, fordi $\tau_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ ikke kan blive større end c_u .

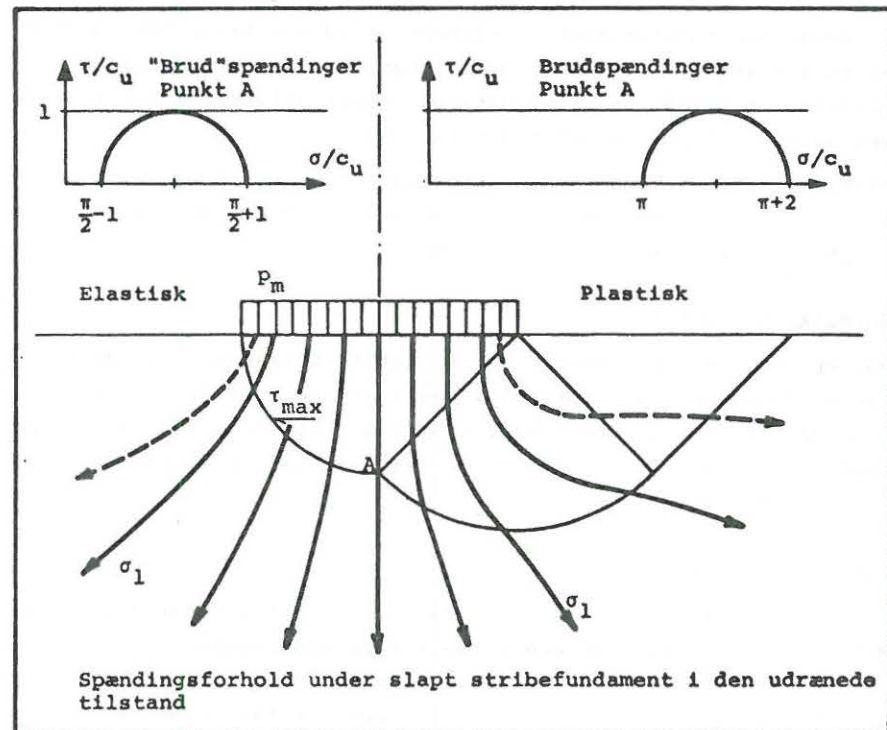
I brudtilstanden gælder, at $b = (\pi + 2)c_u$, og beregnes τ_{\max} ud fra elasticitetsteorien (se f.ex. LG fig. 7.4) fås

$$\tau_{\max} = 0,32 p_m \leq 0,32(\pi + 2)c_u = 1,65 c_u$$

og τ_{\max} kan jo som bekendt ikke blive større end c_u , det betyder, at en beregnet sætningskurve vil give for store sætninger (se højre figur side 3.25). For cirkulære fundamenter er tilnærmelsen bedre

$$\tau_{\max} = 0,19 \cdot s_{cN_c} \cdot c_u = 1,17 c_u$$

Spændingstilstanden ændres altså kun lidt fra elastisk til plastisk tilstand, og man kan derfor ved at beregne initialsætninger med reducerede værdier af τ opnå at den beregnede kurve og den observerede kurve har samme grænseværdier, hvorved fundamentets sætningskurve kan beregnes helt til brud.



I den drænede tilstand er det langt vanskeligere at opstille lignende betragtninger, men det er heldigvis også kun sjældent, at det er nødvendig, da sikkerheden mod brud er større. Vanskeligheden ved at anvende drænede triaxialforsøg skyldes, at overfladelastens indflydelse på bæreevnen er langt større end kammertrykkets indflydelse på brudspændingerne i et triaxialforsøg ($N_q \gg K_p$). Selv for relativt små belastninger på fundamentet vil elasticitetsteorien derfor give spændinger, der vil fremkalde brud i et triaxialforsøg. Dette dilemma undgås ved at anvende Skempton-Bjerrums sætningsberegningsmetode eller ved helt at basere sætningsberegningen på konsolideringsforsøg.

KONSOLIDERINGSFORSØG

Da konsolideringsforsøget er simpelt at udføre lægges det næsten altid til grund for beregning af langtidssætninger. Kun i få komplicerede tilfælde benyttes udrænedes triaxialforsøg i forbindelse med Skempton-Bjerrums sætningsberegning.

Planlægningen af konsolideringsforsøget bør ske på grundlag af den aktuelle opgave, således at man ved senere sætningsberegninger kan udnytte forsøgsresultaterne direkte.

Normalkonsolideret jord.

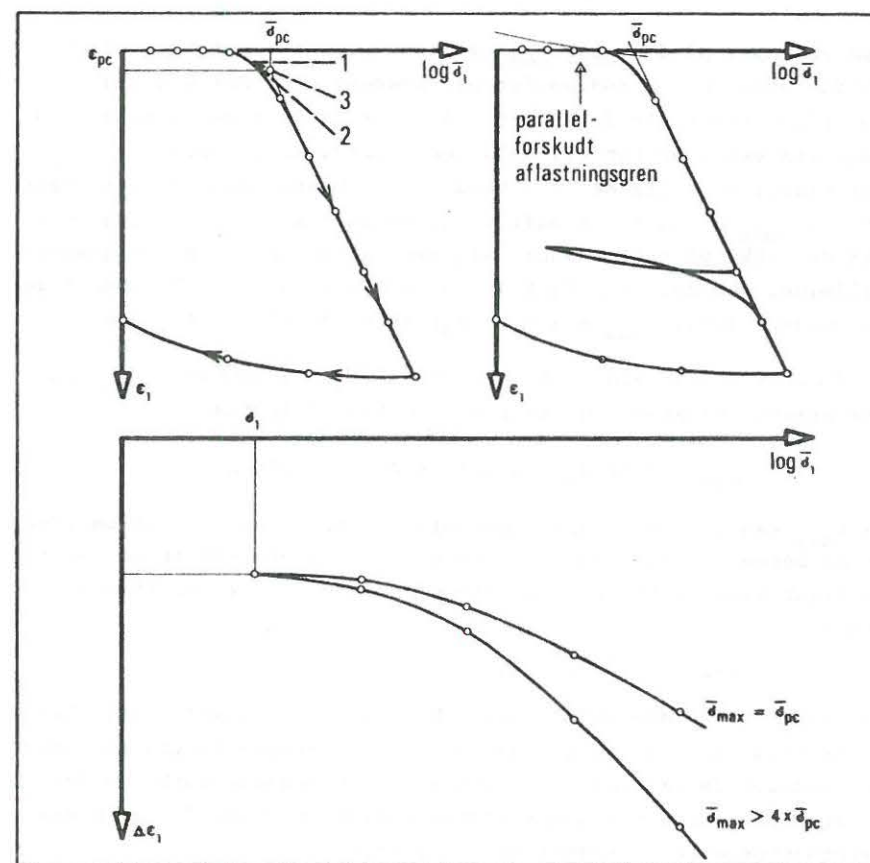
Med en normalkonsolideret eller en let forbelastet jord udnyttes alene stamkurven, der forlænges retlinet bagud, også selvom tøjningsmålestokken derved kommer til at omfatte negative tal, eller sagt på en anden måde: Det eneste tal, der har interesse, er stamkurvens dekadehældning.

Forbelastet jord.

Er en jord forbelastet, er det nødvendigt at finde forbelastnings-spændingen $\bar{\sigma}_{pc}$, før det egentlige forsøg planlægges. $\bar{\sigma}_{pc}$ kan findes ved at udføre en normal belastningsprocedure til så høje spændinger, at $\bar{\sigma}_{max} > 4 \cdot \bar{\sigma}_{pc}$, hvorved tre punkter fastlægger stamkurven. Under ideelle omstændigheder (intakt prøve, fuldkommen prøvetildannelse og ingen fordampning under tildannelsen) kan man opstille flere metoder til bestemmelse af $\bar{\sigma}_{pc}$. Således angiver Casagrande, at man opsøger det punkt på arbejdskurven, der har størst krumning. Herigennem trækkes en vandret linie (1) og tangenten til kurven (2). Vinkelhalveringslinien (3) mellem disse punkter vil da skære stamkurven i $(\bar{\sigma}_{pc}, \epsilon_{pc})$. (Se figur). Metoden er rent empirisk, og punktet, hvor krumningen er størst, er svært at fastlægge. Man kan også udnytte det faktum, at alle aflastningsgrene i logaritmisk afbildning kan fremstilles ved samme formel. Observeres derfor blot den sidste aflastningsgren med nogen nøjagtighed, kan man parallelforskyde den i stamkurvens retning, indtil $(\bar{\sigma}_0, 0)$ ligger på kurven. Den forskudte grens endepunkt vil da ligge på stamkurven i

$(\bar{\sigma}_{pc}, \epsilon_{pc})$. (Se figur). Endelig kan man udnytte kendskabet til krybningssegenskaberne, således som omtalt side 3.30.

Før vi angiver en enklere metode, betragtes endnu engang det forsøg, der begyndte med en førstegangsbelastning større end $4 \cdot \bar{\sigma}_{pc}$ og derefter aflastedes til $\bar{\sigma}_1$. Genbelastes dette forsøg og sammenlignes genbelastningsgrenen med den genbelastningsgren, der opnås ved førstegangsbelastning til $\bar{\sigma}_{pc}$, aflastning til $\bar{\sigma}_1$ og genbelast-



ning herfra, vil man se, at prøven der har været mest belastet, giver de største deformationer! Dette uventede resultat skyldes, at de store tøjninger på stamkurven har "omrørt" prøven, og at prøven skal stå i måneder for at regenerere. Omvendt viser forsøg, at selv om prøven ikke får spændinger, der når helt op på $\bar{\sigma}_{pc}$, fås alligevel en næsten korrekt genbelastningsgren.

Man må altså angive en metode, der altid giver for små værdier af $\bar{\sigma}_{pc}$ og helst mindre værdier af $\bar{\sigma}_{pc}$ jo større fejlkilder, der forekommer.

Det foreslås derfor som alternativ mulighed, at stamkurven forlænges bagud til skæring med $\bar{\sigma}$ -aksen, og at skæringspunktet tillægges værdien ($\bar{\sigma}_{pc}$, 0).

Når $\bar{\sigma}_{pc}$ kendes, kan de endelige forsøg planlægges, idet man altid sørger for at rekonstruere spændingshistorien så vidt muligt, og idet man holder sig den afsluttende sætningsberegning for øje. Metoden angives bedst med et eksempel.

Beregningseksempel.

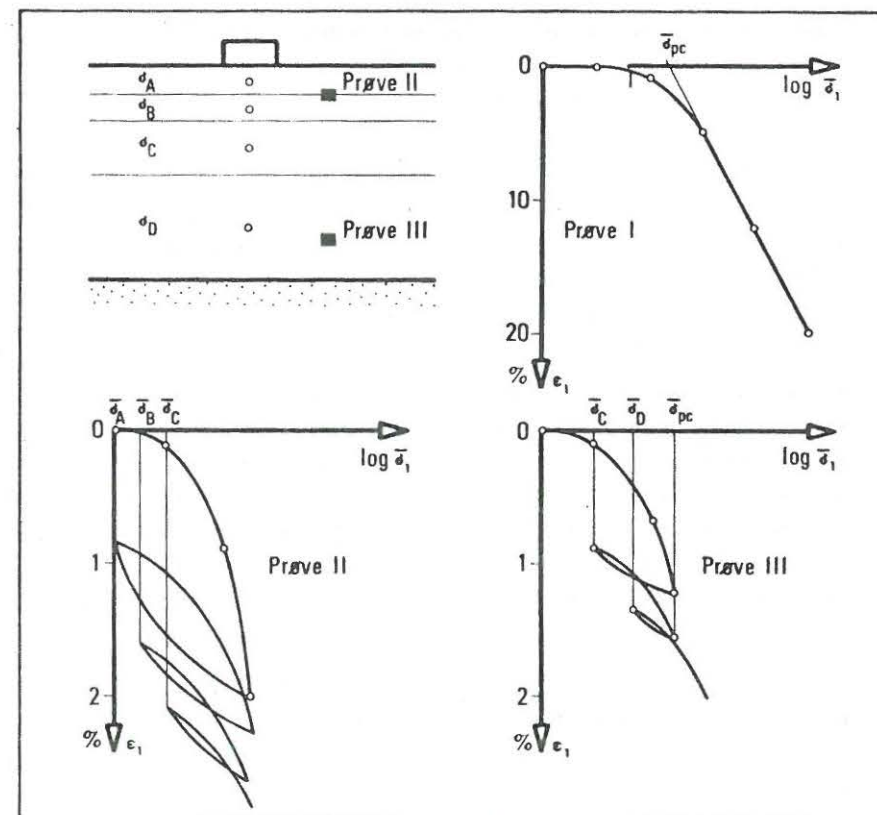
Der ønskes beregnet sætningen af et langstrakt fundament ($L = 8$ m $B = 2$ m), der funderes på en 8 m mægtig aflejring af yoldialer, underlejret af sand. Ved sætningsberegningen inddeles jordlaget i 4 fiktive lag med tykkelserne 1 m, 1 m, 2 m og 4 m.

Efter at rumvægten af materialet og GVS er bestemt, udregnes de effektive in-situspændinger midt i lagene.

Yoldialerets forbelastning bestemmes ved at udføre et eller flere forsøg til store spændinger. (Se figur). De intakte prøver, der ligger nærmest lagmidte udnyttes derefter. Normalt er borearbejdet overstået, før fundamentets endelige placering afgøres, og det er derfor ikke sikkert, at man har borerør inden for fundamentsfladen, og man må da tage de nærmeste. Prøverne kan også være benyttet til andre undersøgelser. I eksemplet er det muligt at udnytte to prøver (sorte kvadrater). Den øverste prøve (II) benyttes derfor til at rekonstruere de øvre tre lags spændingshi-

storie i et forsøg med tre genbelastningsgrene. Prøve III benyttes til at rekonstruere de nedre to lags spændingshistorie. Ved sætningsberegningen har man nu en kurve fra prøve II til øvre lags tøjning, en kurve til lag no 2 og 4, medens lag no 3 er repræsenteret ved to arbejdskurver, hvorved man får et indtryk af sikkerheden i sætningsberegningen.

Hvis spændingen i et eller flere lag er meget tæt på $\bar{\sigma}_{pc}$ eller endda overskrider denne værdi, benyttes stamkurvens dekadehældning Q .



KRYBNING

Krybning er en vedvarende tøjning under konstante effektive spændingsforhold og kaldes ofte af geoteknikere for sekundær konsolidering, fordi den først kan observeres efter at den egentlige ("primære") konsolidering er overstået. Krybningen kan observeres i et konsolideringsforsøg såfremt tidskurven er lang nok og viser sig i de fleste tilfælde, som en ret linie i logt- ϵ -afbildningen, hvorfor det er naturligt at angive krybningens størrelse som dekadehældningen ϵ_s .

Krybningens størrelse viser sig ved forsøg i andre apparattyper at vokse stærkt med øgede forskydningsspændinger, således som det også kan observeres ved forsøg med modelfundamenter i marken. Krybninger er i alle tilfælde logaritmisk afhængig af tiden undtagen for spændinger nær brud.

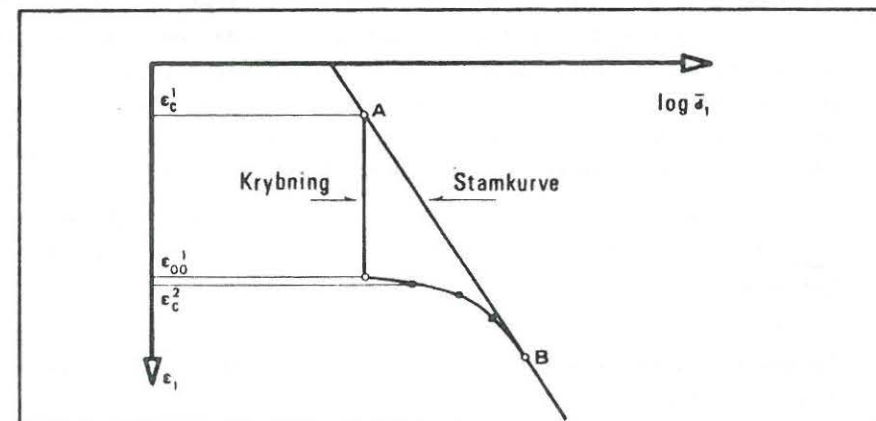
Konsolideringsforsøg med normalkonsoliderede prøver.

I et normalt forsøg med trinvis fordobling af den lodrette belastning, vil tidskurven oftest få et udseende, der viser sig at være i overensstemmelse med den elementære teori (LG kap. 6) bortset fra at den sidste del af kurven hælder med dekadehældningen ϵ_s . (Se figur 3.30 type I).

Krybningen kan på arbejdskurven afbildes som en lodret linie under stamkurvens observerede punkter (A og B), der svarer til konsolideringstøjningen ϵ_c . I det på figuren viste tilfælde har belastningstrin A været meget langvarigt, således at der har fundet en betydelig krybning sted. Såfremt der indlægges en række belastninger med små spændingsvariationer (sorte punkter) ses det, at den observerede kurve ligner en genbelastningsgren, og at forbelastningen vurderes større, jo længere tid prøven har været belastet.

Krybningsforsøg kan således give to vigtige resultater:

En normalkonsolideret ler vil altid virke let forbelastet, fordi krybningsfænomener har pakket leret tættere end svarende til overlejringstrykket.

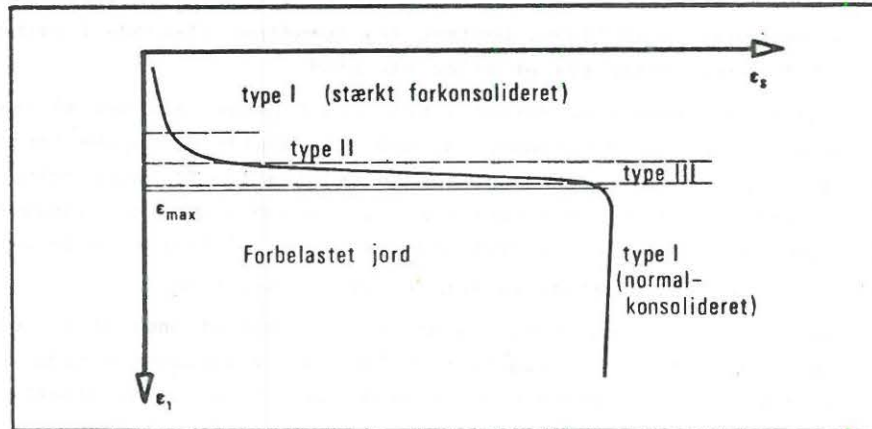


Tidligere krybning vil reducere sætningerne, indtil der er nået en spændings- og tøjningstilstand, der svarer til stamkurven.

Dekadehældningen ϵ_s viser sig ved sammenligning af forsøg med forskelligt vandindhold at være næsten proportional med vandindholdet. I det enkelte forsøg observeres, at ϵ_s aftager med voksende spændinger svarende til reduktion af prøvens vandindhold.

Konsolideringsforsøg med forbelastede prøver.

Dekadehældningen ϵ_s viser sig at afhænge stærkt af prøvens spændingshistorie, således at ϵ_s på stærkt forbelastede spændingstrin ($\sigma_1 \ll \sigma_{pc}$) er lille, men svagt voksende med voksende spændinger. For lettere forbelastet jord ($\sigma_1 \sim \sigma_{pc}$) vokser ϵ_s stærkt med spændingen indtil den normalkonsoliderede tilstand er nået. Som følge af krybningens indflydelse på det observerede forbelastningstryk er det rimeligt at antage at jordens egenskaber afhænger af tøjningshistorien, snarere end af spændingshistorien. På figuren er ϵ_s derfor afbildet som funktion af ϵ_1 . ϵ_{max} er prøvens største sammentrykning, inklusive krybning.



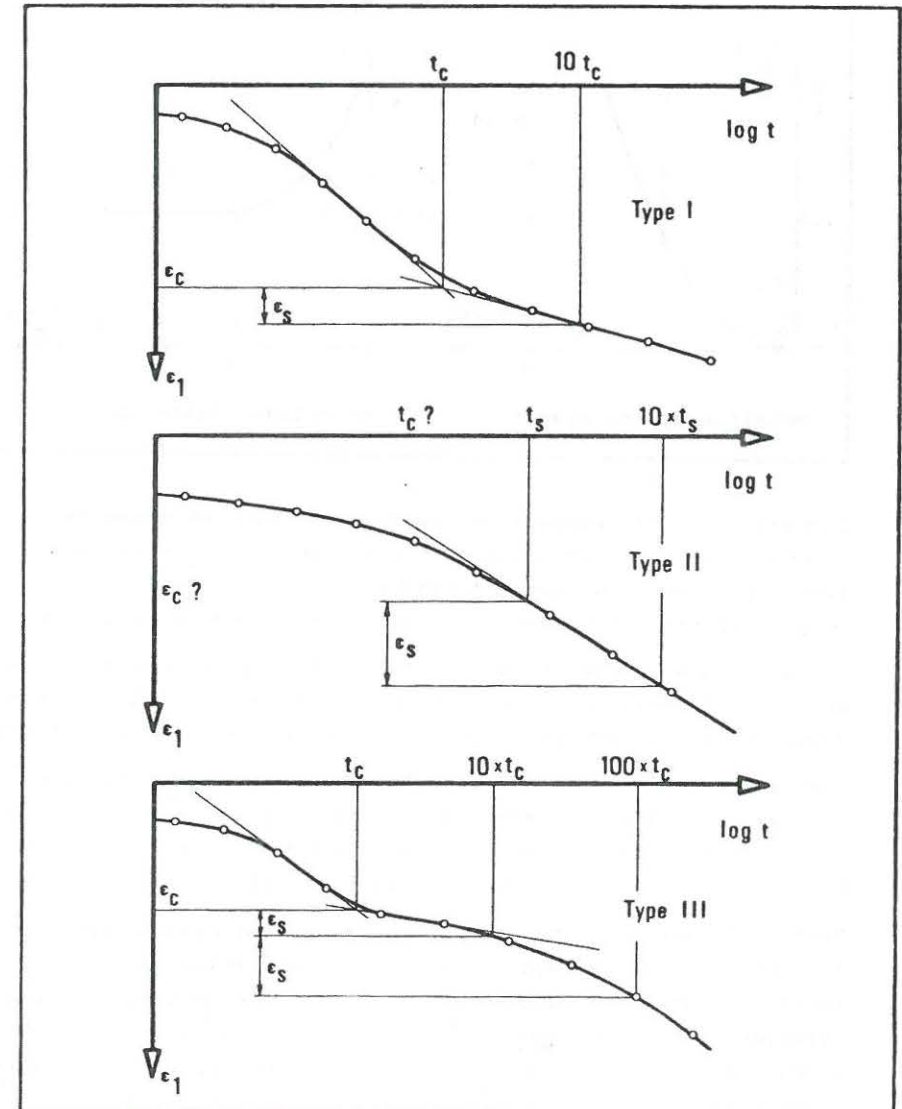
For små spændinger ($\bar{\sigma}_1 < \bar{\sigma}_{pc}$) optræder en ler som stærkt forbelastet. Tøjningerne er små og ϵ_s 's variation med ϵ_1 er ringe. Tidskurven får derved et udseende som vist på højre figur type I.

For, lidt større spændinger og tøjninger vokser ϵ_s så meget i forhold til konsolideringstøjningerne, at det kan være svært at erkende på tidskurven, hvornår konsolideringsfasen er slut. (Type II).

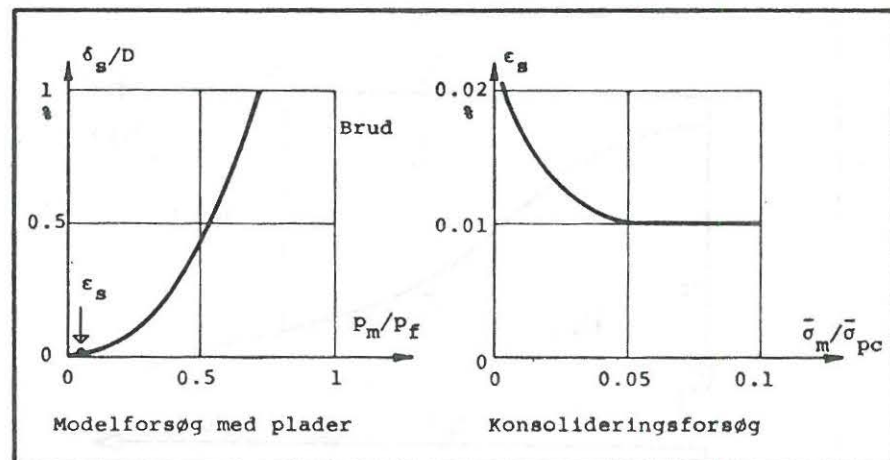
Når den lodrette tøjning bliver noget større, men dog mindre end ϵ_{max} , varierer ϵ_s så meget med ϵ_1 , at den ændring i ϵ_1 , der fremkaldes af krybningen, i sig selv er stor nok til at få ϵ_s til at vokse. Resultatet er en tidskurve, der udviser en normal konsolideringsfase, men krybningsdelen er nedad krum. (Type III).

Når den lodrette tøjning overskrider den tidligere maksimale sammentrykning, er de lodrette tøjninger på den enkelte tidskurve ganske vist store, men ϵ_s er nu næsten konstant, og tidskurven bliver igen af type I.

ϵ_s ses dog at vokse også efter at ϵ_{max} er overskredet. Det betyder at såfremt krybningen på en enkelt tidskurve er tilstrækkelig stor, vil den næstfølgende tidskurve få et udseende svarende til type II eller III.



Modelforsøg.



I modelforsøg med fundamenter kan belastningen på samme måde som i konsolideringsforsøg påføres trinvis med en sådan varighed af hvert trin, at krybningens dekahældning δ_s/D kan bestemmes. Som det ses af figuren vokser krybningen stærkt med belastningen p_m .

Med den samme jordart er udført konsolideringsforsøg, der viser, at ϵ_s for forbelastet jord varierer noget med den lodrette spænding, men at ϵ_s iøvrigt er langt mindre end målt ved modelforsøg.

Spændingsforholdene er da også helt anderledes under fundamenter, hvor visse områder i jorden for selv små belastninger vil have relativt store forskydningsspændinger og andre områder vil få en tilstand, der svarer til normalkonsolidering.

Derfor kan den krybning, der måles i konsolideringsforsøg, kun forventes at være relevant for hviletrykstilstande d.v.s. for naturlige aflejringer og udstrakte opfyldninger, men vil i normale tilfælde være større end beregnet ud fra konsolideringsforsøg. Da krybningsforsøg er meget langvarige og kostbare, nøjes man derfor normalt med at skønne en størrelsesorden af sætningerne.

Krybning ved vekslende belastninger.

Under statiske forhold viser krybningen sig altså at være logaritmisk afhængig af tiden, bortset fra spændingstilstande i nærheden af forbelastningstrykket eller nær brud.

Under quasi-statiske forhold, hvor belastningen svinger så langsomt mellem to ydergrænser, at der ikke opstår dynamiske fænomener, vil man observere en blivende deformation for hver svingning. Observeres der nu tøjninger for hver gang belastningen antager samme værdi, kan resultatet angives som en tidskurve og de svingningsfremkaldte sætninger kan tolkes som krybning.

Selvom svingningen foregår langsomt, vil det afhænge af jordens permeabilitet og jordlagets tykkelse, om svingningen optages som svingninger i porevandet med minimal påvirkning af de effektive spændinger til følge, eller om svingningen helt overføres til de effektive spændinger, hvorved den svingningsfremkaldte krybning bliver maksimal. Det må vurderes i de enkelte tilfælde.

Et vandtårn med døgnsvingninger i fyldningsgrad vil derfor få relativt store ekstra sætninger på sand, men vil eventuelt ikke få ekstrasætninger på ler. En kornsilo med årstidssvingning i fyldningsgrad vil altid få ekstrasætninger.

Ved observation i konsolideringsforsøg med ensvarende svingninger viser den blivende tøjning sig at aftage logaritmisk med antallet af svingningerne, altså er krybningskurven logaritmisk afhængig af tiden. Dekahældningen forøges i forhold til den statiske værdi blandt andet afhængig af amplituden.

Observation af bygninger synes at vise, at den blivende deformation i nogle tilfælde er uafhængig af svingningernes antal. Bygningerne sætter sig efter at konsolideringsfasen er overstået med en konstant hastighed i hele dens levetid.

Forholdene er dog langt fra opklaret, og det er vanskeligt at angive en konsekvent måde, hvorpå problemet kan angribes.

3.7 SPECIELLE SÆTNINGSEGENSKABER

Tidsforløb

På grundlag af observerede tidskurver kan man beregne en permeabilitetskoefficient k for jordprøven. Den giver dog ikke noget sikkert grundlag for beregninger af sætningers tidsforløb af følgende grunde:

- Jordens permeabilitet er oftest størst i vandret retning. I forsøgene er strømmingen ofte lodret. (anisotropi).
- I naturen kan tynde permeable lag forekomme uden at det klart fremgår af lagfølgeboringen. Selv om de opdages kan det være vanskeligt at beregne effekten.
- Permeabiliteten afhænger muligvis af størrelsen af den gennemstrømmede vandmængde.

I tilfælde, hvor tidsforløbet har afgørende betydning bør det derfor observeres.

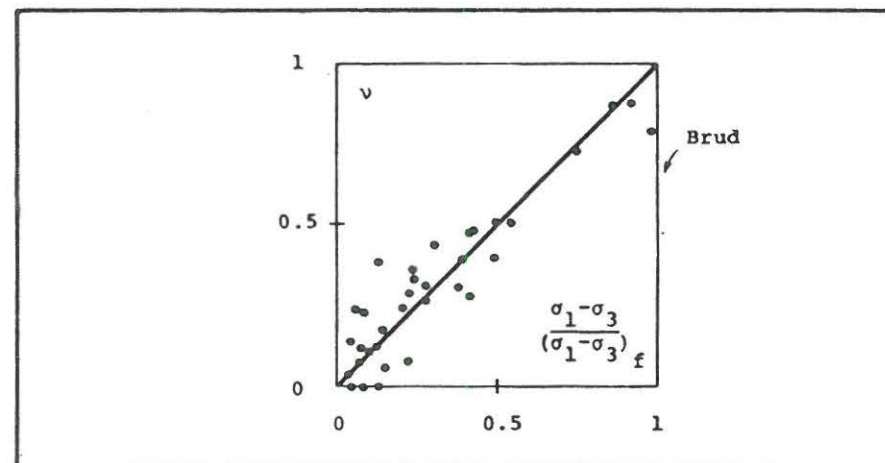
Opblødning

Nogle jordarter, specielt de fede tertiære lerarter, kan bløde kraftigt op under aflastning (de "sveller"). Det kan derfor have stor praktisk interesse at observere tøjningsegenskaberne ved aflastning til små tryk. I naturen foregår det oftest uden sideudvidelse og det tilsvarende laboratorieforsøg er derfor et konsolideringsforsøg.

Måling af poissons forhold ν .

Som forudsætning for sætningsberegningen ligger en antagelse om, at jorden kan betragtes som et elastisk materiale med elasticitetsmodulen E og poissons forhold ν .

Da ν har betydning for spændingsudbredelsen i jord, har det interesse at måle ν . Hertil anvendes drænedes triaxialforsøg (CD-forsøg), hvori måles den lodrette tøjning ϵ_1 og volumentøjningen $\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$. Såfremt $\bar{\sigma}_1$ forøges, medens $\bar{\sigma}_3$ holdes konstant findes



$$\Delta \epsilon_1 = \frac{1}{E} (\Delta \bar{\sigma}_1 - 2\nu \Delta \bar{\sigma}_3) = \frac{1}{E} \Delta \bar{\sigma}_1 \quad (*)$$

$$\Delta \epsilon_3 = \frac{1}{E} (-\nu \Delta \bar{\sigma}_1 + \Delta \bar{\sigma}_3 (1 - \nu)) = \frac{-\nu}{E} \Delta \bar{\sigma}_1$$

$$\text{og altså} \quad \nu = -\frac{\Delta \epsilon_3}{\Delta \epsilon_1} = -\frac{\Delta \epsilon_v - \Delta \epsilon_1}{\Delta \epsilon_1}$$

Som et eksempel herpå er vist en måling på en forbelastet moræneler. Heraf fremgår det tydeligt, at ν ikke er nogen konstant som antaget.

Da et fundament på moræneler i brugstilstanden normalt har en totalsikkerhed mod brud på ca. 4-5, er det rimeligt at anvende $\nu = 0.2 - 0.25$ ved beregninger.

For meget små forskydningsspændinger er $\nu \sim 0$. Ved sætningsberegninger betyder det, at den lodrette tøjning er uafhængig af den vandrette spændingstilvækst (*). Derfor kan man anvende en sammenhæng mellem ϵ_1 og σ_1 , som ikke er målt under de rigtige vandrette spændinger. (Begyndelsestangenten er uafhængig af forsøgstype).

